

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

BRUNO AUGUSTO YOSHIOKA

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO
ARGILOSO EVOLUÍDO DE BASALTO, COMPACTADO, SOB
DIFERENTES UMIDADES

MARINGÁ

2022

BRUNO AUGUSTO YOSHIOKA

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO
ARGILOSO EVOLUÍDO DE BASALTO, COMPACTADO, SOB
DIFERENTES UMIDADES**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof^ª. Dr^ª. Nelcí Helena Maia Gutierrez

MARINGÁ

2022

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

Y65r

Yoshioka, Bruno Augusto

Resistência ao cisalhamento de um solo argiloso evoluído de basalto, compactado, sob diferentes umidades / Bruno Augusto Yoshioka. -- Maringá, PR, 2022.
167 f.: il. color., tabs.

Orientadora: Profa. Dra. Nelcí Helena Maia Gutierrez.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2022.

1. Solo argiloso. 2. Cisalhamento de solo - Resistência. 3. Solos - Curva de retenção de água. 4. Ensaio triaxial. I. Gutierrez, Nelcí Helena Maia, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

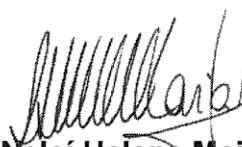
CDD 23.ed. 624.151

BRUNO AUGUSTO YOSHIOKA

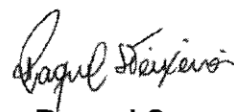
**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO ARGILOSO EVOLUÍDO
DE BASALTO, COMPACTADO, SOB DIFERENTES UMIDADES**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 25/02/2022, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

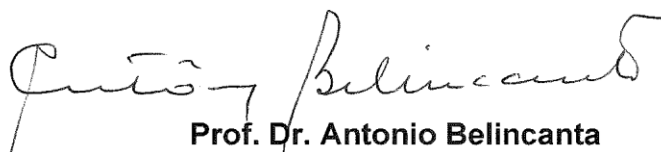
BANCA EXAMINADORA



Profa. Dra. Nelcí Helena Maia Gutierrez
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Orientadora



Profa. Dra. Raquel Souza Teixeira
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Londrina



Prof. Dr. Antonio Belincanta
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana
Universidade Estadual de Maringá

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus, por ter me concedido saúde, por ter me permitido chegar até aqui e por ter protegido todos que amo nesse momento tão difícil de pandemia.

Agradeço demais à minha namorada e melhor amiga Carol, por todo apoio, incentivo, companheirismo, por saber me acalmar nos momentos difíceis, por me conhecer mais do que eu mesmo, por estar sempre tentando tornar meu dia mais leve e feliz, por arrancar minhas melhores risadas, por sempre me fazer companhia, seja no laboratório ou em casa, por ter paciência e compreensão nesse momento difícil, e por todo o amor e carinho que me deu e me dá diariamente, você foi essencial para que eu pudesse concluir esta etapa e você é essencial na minha vida, obrigado por trazer luz, amor e muita felicidade na minha vida! Amo você infinitamente!

Agradeço imensamente aos meus pais, Eliane e Edson, por acreditarem sempre em mim, por me apoiarem em absolutamente tudo, por ter segurado as ‘pontas’ quando a situação ficou difícil. Vocês sempre fizeram tudo por mim e sem vocês nada disso seria possível. O meu mais sincero obrigado. Amo vocês!

Agradeço à minha querida avó Ezilda, por sempre estar orando e torcendo por mim.

Agradeço também a todos os amigos que sempre me apoiaram e que estiveram presente ao longo de toda essa jornada.

Agradeço à Professora Dra. Nelci Helena Maia Gutierrez, pela orientação, pelos debates, por ter dado todo suporte para a continuidade da pesquisa e por ter me ajudado nos momentos difíceis. Muito obrigado!

Agradeço aos professores Dra. Raquel Souza Teixeira e Dr. Antônio Belincanta por todos os ensinamentos passados durante a pesquisa, por toda o auxílio nas discussões sobre o complexo ‘solo não saturado’, e por aceitarem participar da banca examinadora e contribuírem grandemente com o meu trabalho.

Agradeço aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Estadual de Maringá: Cipriano e Aparecido pela colaboração na execução dos ensaios no laboratório.

Agradeço ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá e à CAPES pelo auxílio financeiro em parte do desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço a todos que participaram, de forma direta ou indireta, desta conquista.

Tente. Fracasse. Não importa. Tente outra vez.
Fracasse de novo. Fracasse melhor.

Samuel Beckett

RESUMO

Esta pesquisa apresenta um estudo experimental com o objetivo de analisar a influência da sucção matricial e da estrutura na resistência ao cisalhamento de um solo argiloso evoluído de basalto, típico da região Norte do Paraná, compactado no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido, ensaiado nas condições saturado e não saturado. Para realizar essa análise, foram realizados ensaios de compressão triaxial do tipo consolidado drenado (CD) em amostras saturadas, e ensaios de cisalhamento direto em amostras saturadas e não saturadas, essas sob diferentes condições de umidade. A partir dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, foi possível obter as envoltórias de resistência para cada condição de moldagem e sucção e, conseqüentemente, a variabilidade da resistência ao cisalhamento, expressa pelos diferentes valores dos parâmetros de resistência do solo. As envoltórias de ruptura foram obtidas para diferentes critérios de ruptura. Adicionalmente, foi aplicado o modelo de Vilar (2006) para obter, para cada condição de moldagem, uma previsão da resistência ao cisalhamento não saturado para o solo estudado por meio de equações hiperbólicas. Desta forma, foi possível traçar as superfícies de ruptura, considerando os diferentes níveis de sucção analisados. Por fim, avaliou-se a influência da sucção e da estrutura do solo na resistência ao cisalhamento, através da comparação das resistências em função da sucção e da condição de moldagem.

Palavras-chave: ensaio triaxial; ensaio de cisalhamento direto; critério de ruptura; superfícies de ruptura.

ABSTRACT

This research presents an experimental study with the objective of analyzing the influence of matric suction and structure on the shear strength of an evolved basalt clay soil, typical of the northern region of Paraná, compacted in the dry of optimum, optimum and wet of optimum, tested under saturated and unsaturated conditions. To perform this analysis, triaxial compression tests of the consolidated drained (CD) type were performed on saturated samples, and direct shear tests on saturated and unsaturated samples, these under different moisture content. From the results obtained in the triaxial and direct shear tests, it was possible to obtain the failure envelopes for each compaction and suction condition and, consequently, the variability of the shear strength, expressed by the different values of the soil strength parameters. The failure envelopes were obtained for different failure criteria. Additionally, the model of Vilar (2006) was applied to obtain, for each compaction condition, a prediction of the unsaturated shear strength for the studied soil by means of hyperbolic equations. Thus, it was possible to plot the failure surfaces, considering the different levels of suction analyzed. Finally, the influence of suction and soil structure on shear strength was evaluated, by comparing the strengths as a function of suction and compaction condition.

Key-words: triaxial test, direct shear test, failure criteria, failure surfaces.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|-----------|
| Figura 2.1 – Exemplo de curva de compactação de solo..... | 23 |
| Figura 2.2 – Porosometria por intrusão de mercúrio para o ramo seco e úmido | 24 |
| Figura 2.3 – Microscopia eletrônica de varredura para os ramos seco e úmido | 24 |
| Figura 2.4 – Relação entre coesão, ângulo de atrito e teor de umidade | 25 |
| Figura 2.5 – Curvas de compactação sob diferentes energias de compactação | 26 |
| Figura 2.6 – Envoltórias de resistência para 25 e 40 golpes | 27 |
| Figura 2.7 – Estrutura do solo. (a) Floculada; (b) Dispersa | 28 |
| Figura 2.8 – Estrutura de solos compactados | 29 |
| Figura 2.9 – Estrutura de um solo residual de gnaiss compactado observada a partir da microscopia eletrônica de varredura..... | 30 |
| Figura 2.10 – Curvas de retenção de água no solo – condição indeformada e compactada | 31 |
| Figura 2.11 – Fases do solo não saturado | 32 |
| Figura 2.12 – Solos com ar contínuo e com bolhas de ar oclusas | 33 |
| Figura 2.13 – Poropressão em função da profundidade – (a) solo não saturado; (b) solo saturado..... | 34 |
| Figura 2.14 – Ascensão capilar – (a) tubos capilares com diferentes diâmetros; (b) poros com bolhas de ar | 37 |
| Figura 2.15 – Água adsorvida e capilar presente no solo não saturado | 38 |
| Figura 2.16 – Curva de retenção de água no solo unimodal..... | 41 |
| Figura 2.17 – Histerese na curva de retenção de água no solo | 43 |
| Figura 2.18 - Curva de retenção de água no solo bimodal | 44 |
| Figura 2.19 – Formatos típicos de curvas de retenção..... | 46 |
| Figura 2.20 – Curvas de retenção de água no solo típicas para solos canadenses | 47 |
| Figura 2.21 – Curvas de retenção de água no solo ajustadas para as amostras de solo Saprolítico (Sp) e Laterítico (Lt), nas condições indeformadas (I) e remoldadas (R) | 48 |
| Figura 2.22 – Distribuição da dimensão dos poros para as amostras de solo saprolítico | 49 |
| Figura 2.23 – Curvas de retenção de água no solo para diferentes energias de compactação | 50 |
| Figura 2.24 – Curva de retenção de água no solo para as amostras compactadas com diferentes teores de umidade | 51 |
| Figura 2.25 – Curva de retenção de água no solo para as amostras diferentes profundidades | 52 |
| Figura 2.26 – Curvas de retenção de água no solo para amostras de diferentes índices de vazios | 53 |
| Figura 2.27 – Parâmetros de ajuste para curvas bimodais do modelo de Gitirana Jr. e Fredlund (2004)..... | 55 |
| Figura 2.28 – Esquema ilustrativo do equipamento de placa de pressão..... | 57 |
| Figura 2.29 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb estendida para solos não saturados | 60 |
| Figura 2.30 – Envoltória de ruptura para a amostra de solo de depósito glacial compactada. (a) Envoltória de ruptura no plano τ x $(u_a - u_w)$; (b) Valores de ϕ_b correspondentes. | 61 |
| Figura 2.31 – Coesão e índice de vazios em função da sucção para amostras moldadas na umidade ótima..... | 62 |
| Figura 2.32 – Relação entre a curva de retenção de água no solo e a resistência ao cisalhamento..... | 63 |

| | |
|--|-----|
| Figura 2.33 – Superfícies de ruptura correspondentes às três condições de moldagem.. | 71 |
| Figura 2.34 – Envoltória de resistência não saturada no plano tensão cisalhante vs. Sucção matricial do solo residual jovem. | 73 |
| Figura 2.35 – Curva hiperbólicas para estimar a resistência ao cisalhamento das amostras indeformadas e compactadas..... | 74 |
| Figura 2.36 – Ensaio de cisalhamento direto | 78 |
| Figura 2.37 – Comportamentos típicos de solos ao serem cisalhados | 78 |
| Figura 2.38 – Variação de volume resultante de tensões cisalhantes em solo: (a) compactado; (b) fofo | 79 |
| Figura 2.39 – Esquema da câmara de ensaio triaxial | 80 |
| Figura 2.40 – Método de determinação do tempo relativo a 100% do adensamento do solo (t_{100})..... | 83 |
| Figura 2.41 – Caracterização da ruptura através da curva tensão x deformação | 85 |
| Figura 3.1 – Fluxograma das etapas de trabalho..... | 87 |
| Figura 3.2 - Localização do poço e do furo de sondagem – Campo experimental UEM. | 88 |
| Figura 3.3 – Ensaio de sondagem de simples reconhecimento SPT – Campo experimental UEM..... | 89 |
| Figura 3.4 - Poço de coleta de amostras – Campo experimental UEM..... | 90 |
| Figura 3.5 – Amostra deformada coletada..... | 90 |
| Figura 3.6 – Esquema dos ensaios de caracterização realizados na pesquisa..... | 91 |
| Figura 3.7 - Sedimentação da análise granulométrica conjunta | 92 |
| Figura 3.8 - Determinação da massa esp. dos sólidos | 92 |
| Figura 3.9 - (a) Limite de Liquidez (b) Limite de Plasticidade | 93 |
| Figura 3.10 - Cilindro pequeno utilizado no ensaio de compactação | 94 |
| Figura 3.11 - Pontos representativos das condições de moldagem dos corpos de prova . | 95 |
| Figura 3.12 – Câmara de pressão de Richards | 96 |
| Figura 3.13 - Corpo de prova moldado para os ensaios de compressão triaxial | 98 |
| Figura 3.14 - Equipamento triaxial - AUTOTRIAX 2..... | 99 |
| Figura 3.15 - Procedimentos para a instalação do CP na câmara triaxial – (a) Montagem do corpo de prova no pedestal; (b) Colocação da membrana de látex e do <i>Top Cap</i> ; (c) Câmara triaxial pronta para o ensaio | 100 |
| Figura 3.16 - Montagem da câmara triaxial para a realização da percolação de água pelo corpo de prova..... | 101 |
| Figura 3.17 - Talhagem do corpo de prova: (a) cravação do anel metálico no solo compactado; (b) corpo de prova talhado | 105 |
| Figura 3.18 - Corpos de prova talhados submetidos a processo de secagem | 106 |
| Figura 3.19 - Equipamento de cisalhamento direto <i>AUTOSHEAR</i> | 107 |
| Figura 3.20 - Medição do deslocamento vertical durante a inundação de um corpo de prova saturado | 108 |
| Figura 4.1 – Perfil do solo e valores dos índices de resistência à penetração (N_{SPT})..... | 110 |
| Figura 4.2 – Curva granulométrica do perfil de solo evoluído..... | 112 |
| Figura 4.3 – Curva de compactação para as amostras de solo da profundidade 3 m ... | 113 |
| Figura 4.4 – Pontos amostrais e curvas características obtidas para cada condição de moldagem | 119 |
| Figura 4.5 – Curvas de adensamento dos CPs saturados | 121 |
| Figura 4.6 – Painel para determinação da taxa de deformação | 122 |
| Figura 4.7 – Curvas de tensão-deformação e variação volumétrica dos CPs | 123 |
| Figura 4.8 – Envoltória de resistência ao cisalhamento efetivo saturado – Triaxial – Critério máxima tensão desviatória | 125 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.9 - Envoltória de resistência efetiva ao cisalhamento saturado – Triaxial – Critério tensão desviatória referente a 10% de deformação axial | 128 |
| Figura 4.10 – Curvas de adensamento dos CPs saturados – Cisalhamento direto | 131 |
| Figura 4.11 - Curvas de tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal relativo e deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal – Sucção = 0 kPa (saturado)..... | 132 |
| Figura 4.12 – Envoltória de resistência efetiva- Cisalhamento direto saturado – Critério de máxima tensão cisalhante | 134 |
| Figura 4.13 - Envoltória de resistência efetiva - Cisalhamento direto saturado – Critério de tensão de cisalhamento correspondente ao deslocamento horizontal de 10% | 136 |
| Figura 4.14 – Representação dos níveis de sucções arbitrados pela curva característica | 138 |
| Figura 4.15 – Curvas de adensamento dos CPs não saturados– Cisalhamento direto .. | 139 |
| Figura 4.16 - Curvas de tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal relativo e deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal – Sucção = 300 kPa | 140 |
| Figura 4.17 - Curvas de tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal relativo e deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal – Sucção = 30000 kPa (\approx seco). | 141 |
| Figura 4.18 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento efetivas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto – Critério de máxima tensão cisalhante | 143 |
| Figura 4.19 – Intercepto de coesão <i>versus</i> sucção estimada | 144 |
| Figura 4.20 – Ângulo de atrito interno <i>versus</i> sucção estimada | 145 |
| Figura 4.21 – Determinação de ϕ^b a partir das curvas c' <i>versus</i> sucção estimada | 145 |
| Figura 4.22 - ϕ^b <i>versus</i> sucção estimada para as diferentes condições de compactação | 147 |
| Figura 4.23 – Comportamento do intercepto de coesão em função da sucção estimada para as diferentes condições de moldagem | 149 |
| Figura 4.24 – Superfície de cisalhamento da faixa de sucção de interesse – Ramo Seco | 150 |
| Figura 4.25 - Superfície de cisalhamento da faixa total de sucção – Ramo Seco | 151 |
| Figura 4.26 - Superfície de cisalhamento da faixa de sucção de interesse – Umidade ótima | 151 |
| Figura 4.27 - Superfície de cisalhamento da faixa total de sucção – Umidade ótima | 152 |
| Figura 4.28 - Superfície de cisalhamento da faixa de sucção de interesse – Ramo úmido | 152 |
| Figura 4.29 - Superfície de cisalhamento da faixa total de sucção –Ramo úmido | 153 |
| Figura 4.30 - Superfície de cisalhamento da faixa de sucção de interesse – Ramo Seco | 154 |
| Figura 4.31 - Superfície de cisalhamento da faixa total de sucção – Ramo Seco | 154 |
| Figura 4.32 - Superfície de cisalhamento da faixa de sucção de interesse – Umidade ótima | 155 |
| Figura 4.33 - Superfície de cisalhamento da faixa total de sucção – Umidade ótima | 155 |
| Figura 4.34 - Superfície de cisalhamento da faixa de sucção de interesse – Ramo úmido | 156 |
| Figura 4.35 - Superfície de cisalhamento da faixa total de sucção – Ramo úmido | 156 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|------------|
| Tabela 2.1 – Métodos para determinação da sucção do solo | 56 |
| Tabela 2.2 – Valores do coeficiente F | 84 |
| Tabela 3.1 – Quantidade de corpos de prova a serem utilizados nos ensaios de compressão triaxial | 97 |
| Tabela 3.2 – Umidades correspondentes aos níveis de sucção escolhidos | 106 |
| Tabela 4.1 – Resultados obtidos nos ensaios de caracterização geotécnica..... | 112 |
| Tabela 4.2 – Índices físicos dos corpos de prova ensaiados por compressão triaxial ... | 115 |
| Tabela 4.3 – Índices físicos de todos os corpos ensaiados por cisalhamento direto | 116 |
| Tabela 4.4 – Parâmetros de ajuste utilizados na obtenção das curvas características .. | 119 |
| Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios triaxiais – Critério máxima tensão desviatória ... | 124 |
| Tabela 4.6 – Envoltórias de resistência efetivas obtidas por ensaios triaxiais – Critério máxima tensão desviatória..... | 127 |
| Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios triaxiais – Critério tensão desviatória referente a 10% de deformação axial..... | 128 |
| Tabela 4.8 – Envoltórias de resistência efetivas obtidas por ensaios triaxiais – Critério tensão desviatória referente a 10% de deformação axial | 130 |
| Tabela 4.9 - Envoltórias de resistência efetivas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto – Critério de máxima tensão cisalhante..... | 135 |
| Tabela 4.10 - Envoltórias de resistência efetivas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto – Critério de tensão de cisalhamento correspondente ao deslocamento horizontal de 10%..... | 136 |
| Tabela 4.11 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, sob diferentes critérios de ruptura para a condição saturada | 137 |
| Tabela 4.12 – Envoltórias de resistência obtidas nos ensaios de cisalhamento direto – Critério máxima tensão de cisalhamento | 143 |
| Tabela 4.13 – Valores de ϕ^b para as diferentes condições | 146 |
| Tabela 4.14 – Equações de ajuste do de ϕ^b..... | 147 |
| Tabela 4.15 – Ajuste pelo modelo de Vilar (2006) | 148 |
| Tabela 4.16 – Valores do intercepto de coesão obtidos experimentalmente e pelo ajuste de Vilar (2006)..... | 148 |
| Tabela 4.17 - Ajuste pelo modelo de Vilar (2006) considerando uma sucção intermediária de 300 kPa..... | 153 |

SUMÁRIO

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 1 | INTRODUÇÃO..... | 16 |
| 1.1 | OBJETIVOS | 18 |
| 1.1.1 | Objetivo geral | 18 |
| 1.1.2 | Objetivos específicos | 18 |
| 2. | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA..... | 20 |
| 2.1 | SOLOS TROPICAIS | 20 |
| 2.1.1 | Solos lateríticos | 20 |
| 2.1.2 | Solos saprolíticos..... | 21 |
| 2.2 | SOLOS COMPACTADOS..... | 21 |
| 2.2.1 | Efeito da energia de compactação no solo..... | 25 |
| 2.2.2 | Estrutura de solos coesivos compactados..... | 28 |
| 2.3 | SOLOS NÃO SATURADOS | 32 |
| 2.3.1 | Potenciais da água no solo não saturado..... | 34 |
| 2.3.1.1 | Sucção matricial..... | 36 |
| 2.3.1.2 | Sucção osmótica..... | 38 |
| 2.4 | CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO | 40 |
| 2.4.1 | Curva de retenção de água no solo unimodal | 40 |
| 2.4.2 | Curva de retenção de água no solo bimodal | 44 |
| 2.4.3 | Fatores que influenciam na curva de retenção de água no solo | 46 |
| 2.4.3.1 | Tipo de solo | 46 |
| 2.4.3.2 | Estrutura do solo | 47 |
| 2.4.3.3 | Energia de compactação | 49 |
| 2.4.3.4 | Teor de umidade inicial | 50 |
| 2.4.3.5 | História de tensões | 52 |
| 2.4.3.6 | Índice de vazios..... | 52 |
| 2.4.4 | Modelos de ajuste para as curvas de retenção de água no solo..... | 53 |
| 2.4.5 | Métodos de determinação da curva de retenção de água no solo..... | 55 |
| 2.4.5.1 | Câmara de pressão de Richards (placa de pressão)..... | 56 |
| 2.5 | RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS | 58 |
| 2.5.1 | Resistência ao cisalhamento não saturada não linear | 64 |
| 2.5.1.1 | Modelo de Fredlund et al. (1996)..... | 64 |
| 2.5.1.2 | Modelo de Vanapalli et al. (1996)..... | 65 |
| 2.5.1.3 | Modelo de Khalili e Khabbaz (1998)..... | 66 |
| 2.5.1.4 | Modelo de Vilar (2006)..... | 67 |
| 2.5.1.5 | Modelo de Satyanaga e Rahardjo (2019) | 68 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 2.5.2 | Pesquisas relacionadas à análise da influência da sucção matricial na resistência ao cisalhamento de solos não saturados | 70 |
| 2.5.3 | Determinação experimental da resistência ao cisalhamento | 77 |
| 2.5.3.1 | Ensaio de Cisalhamento Direto | 77 |
| 2.5.3.2 | Ensaio triaxiais saturados | 79 |
| 2.5.3.2.1 | <i>Tipos de ensaios triaxiais para solos saturados</i> | <i>81</i> |
| 2.5.3.3 | Taxa de deformação no cisalhamento | 82 |
| 2.5.3.4 | Caracterização de ruptura | 84 |
| 3. | MATERIAIS E MÉTODOS..... | 87 |
| 3.1 | INVESTIGAÇÃO DE CAMPO..... | 88 |
| 3.2 | ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA | 91 |
| 3.2.1 | Teor de umidade natural do solo..... | 91 |
| 3.2.2 | Análise granulométrica conjunta | 91 |
| 3.2.3 | Massa específica dos sólidos | 92 |
| 3.2.4 | Limites de consistência | 93 |
| 3.3 | ENSAIO DE COMPACTAÇÃO | 93 |
| 3.4 | COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA..... | 94 |
| 3.5 | CURVAS CARACTERÍSTICAS SOLO-ÁGUA..... | 95 |
| 3.6 | ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO | 96 |
| 3.6.1 | Ensaio de compressão triaxial | 98 |
| 3.6.1.1 | Preparação dos corpos de prova..... | 98 |
| 3.6.1.2 | Equipamento triaxial - <i>AUTOTRIAX 2</i> | 98 |
| 3.6.1.3 | Montagem do corpo de prova na câmara triaxial..... | 99 |
| 3.6.1.4 | Pré-saturação..... | 100 |
| 3.6.1.5 | Saturação..... | 101 |
| 3.6.1.6 | Adensamento Isotrópico | 102 |
| 3.6.1.7 | Cisalhamento..... | 103 |
| 3.6.2 | Cisalhamento direto..... | 104 |
| 3.6.2.1 | Preparação dos corpos de prova..... | 105 |
| 3.6.2.2 | Ensaio de cisalhamento direto | 107 |
| 4 | RESULTADOS E DISCUSSÕES..... | 110 |
| 4.1 | SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT | 110 |
| 4.2 | ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA | 111 |
| 4.3 | ENSAIO DE COMPACTAÇÃO | 113 |
| 4.4 | CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA ENSAIADOS | 114 |
| 4.5 | CURVA CARACTERÍSTICA DO SOLO | 118 |
| 4.6 | ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO | 120 |

| | | |
|--------------|---|------------|
| 4.6.1 | Ensaio de resistência ao cisalhamento saturados | 120 |
| 4.6.1.1 | Ensaio triaxiais saturados | 120 |
| 4.6.1.1.1 | <i>Fase de Adensamento Isotrópico</i> | 120 |
| 4.6.1.1.2 | <i>Fase de Cisalhamento</i> | 122 |
| 4.6.1.2 | Envoltórias de resistência ao cisalhamento – Ensaio triaxial saturado | 124 |
| 4.6.1.3 | Ensaio de cisalhamento direto saturados | 130 |
| 4.6.1.3.1 | <i>Fase de Adensamento</i> | 131 |
| 4.6.1.3.2 | <i>Fase de Cisalhamento</i> | 132 |
| 4.6.1.4 | Envoltórias de resistência efetivas – Ensaio de cisalhamento direto saturado | 133 |
| 4.6.2 | Ensaio de resistência ao cisalhamento não saturados | 138 |
| 4.6.2.1 | Fase de adensamento | 138 |
| 4.6.2.2 | Fase de Cisalhamento | 140 |
| 4.6.2.3 | Envoltórias de resistência efetivas – Ensaio de cisalhamento direto não saturado..... | 142 |
| 4.6.3 | Previsão da resistência ao cisalhamento não saturada | 147 |
| 5 | CONCLUSÕES..... | 157 |
| 6 | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 160 |

1 INTRODUÇÃO

Os solos compactados têm sido amplamente utilizados nas construções de infraestrutura geotécnica no Brasil, e a utilização de solos tropicais compactados têm sido cada vez mais recorrentes, uma vez que esses solos geralmente adquirem altas resistências e uma excelente capacidade de suporte após passarem pelo processo de compactação, devido principalmente à presença de microagregações na sua estrutura, característica típica dos solos tropicais, proporcionada por processos geológicos e pedológicos atuantes. O processo de compactação parece não ser suficiente para desfazer as microagregações, conforme constatado por Oliveira (2019b) ao analisar uma areia laterítica não saturada. Portanto, mesmo após o processo de compactação, a presença dessas microagregações ainda mantém um índice de vazios considerável, de forma que, mesmo após longos períodos de chuva, a condição de saturação completa normalmente não é atingida. Contudo, essa elevação do grau de saturação reduz a sucção do solo, refletindo diretamente na redução da sua resistência ao cisalhamento e colaborando para a ocorrência de problemas relacionados à estabilidade.

Diversas pesquisas vêm sendo realizadas sobre a resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Uma das primeiras tentativas de descrever a resistência ao cisalhamento para solos não saturados foi proposta por Bishop et al. (1960), baseada na substituição da tensão efetiva no critério de ruptura de Mohr-Coulomb pela equação de tensões efetivas para solos não saturados proposta pelos mesmos autores. Posteriormente, Fredlund et al. (1978) propôs que a resistência ao cisalhamento para solos não saturados fosse descrita através da utilização do conceito de variáveis de tensão independentes, como a tensão normal líquida ($\sigma - u_a$) e a sucção ($u_a - u_w$). Portanto, é possível estender a envoltória de Mohr-Coulomb, e utilizar uma envoltória tridimensional, considerando a tensão normal líquida, a sucção e a resistência ao cisalhamento do solo. A taxa de aumento da tensão normal e da sucção na resistência ao cisalhamento são representadas por ϕ' e ϕ^b , respectivamente.

Inicialmente, a superfície entre essas duas envoltórias era considerada plana. Entretanto, o acúmulo de dados experimentais publicados, relacionados à resistência ao cisalhamento não saturada, tem apontado uma não linearidade significativa da contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento (Gan, 1986; Escario and Sáez, 1986; Fredlund et al. 1987; Gan, Fredlund and Rahardjo, 1988; Marinho et al., 2013; Patil et al. 2017).

A contribuição da sucção do solo para a resistência ao cisalhamento geralmente resulta em um aumento significativo da capacidade de carga e no fator de segurança de taludes. Embora

os estudos de resistência ao cisalhamento tenham levado à uma compreensão mais profunda do comportamento mecânico de solos não saturados, a obtenção das suas propriedades no laboratório é custosa e demasiadamente demorada. Conseqüentemente, tem havido uma ênfase na obtenção de funções voltadas à estimativa da resistência ao cisalhamento não saturada, no qual a maioria destas equações estimativas propostas estão relacionadas à curva característica da água do solo - SWCC ou às propriedades de classificação do solo (Fredlund et al. 1996; Vanapalli et al. 1996; Öberg and Sällfors, 1997, Bao et al., 1998; Khalili and Khabbaz, 1998; Vilar, 2006; Sheng et al., 2008; Goh et al., 2010; Satyanaga and Rahardjo, 2019).

Quando o solo não saturado está na condição compactada, o seu comportamento em relação à resistência ao cisalhamento é significativamente influenciado por propriedades como o teor de umidade de compactação, o estado de tensão e a estrutura do solo. Solos finos compactados sob diferentes teores de umidade e diferentes densidades produzem solos com diferentes comportamentos mecânicos, devido às diferenças na estrutura ou agregação do solo, mesmo que sua mineralogia, plasticidade e textura sejam as mesmas (Vanapalli et al., 1996).

Vários estudos têm sido conduzidos para avaliar a influência da estrutura do solo no comportamento mecânico dos solos compactados não saturados. O teor de umidade no momento da compactação tem influenciado de forma significativa na resistência ao cisalhamento de solos compactados. Amostras de solos residuais compactados no ramo seco têm apresentado menor resistência ao cisalhamento, devido à menor área efetiva de contato úmido para sucção matricial a fim de contribuir para a resistência ao cisalhamento, que pode ser atribuída à influência da estrutura do solo (Marinho et al., 2013). O arranjo inicial do solo compactado tem apresentado uma importância relevante, uma vez que este não é destruído nos solos não saturados, pois a sucção é capaz de suportar e manter a dupla estrutura agregada, o que explica o comportamento de retenção de água nas amostras compactadas com diferentes índices de vazios iniciais (Mendes and Toll, 2016; Gao et al., 2019).

Portanto, o desempenho de um solo não saturado na condição compactada, principalmente em regiões tropicais, deve ser investigado levando em conta a diversidade de situações possíveis no campo ao longo do tempo, procurando avaliar a instabilidade da estrutura gerada no momento da compactação, a modificação da sucção e a variabilidade de seu comportamento mecânico.

Nesse contexto, esta pesquisa apresenta um estudo da resistência ao cisalhamento de um solo argiloso evoluído de basalto, típico da região norte do Paraná, compactado, por meio da realização de ensaios triaxiais, do tipo consolidado drenado (CD), na condição saturada, e

ensaios de cisalhamento direto nas condições saturada (inundada) e não saturada (não inundada), sob diferentes condições de umidade.

Os ensaios foram conduzidos com amostras compactadas em três diferentes teores de umidade – no ramo seco (RS), umidade ótima (ÓT) e ramo úmido (RU). Os corpos de prova correspondentes ao ramo seco e úmido foram compactados com o mesmo peso específico e, conseqüentemente, com o mesmo índice de vazios, para avaliar a influência da estrutura do solo na sua resistência ao cisalhamento. A curva característica do solo foi obtida com o auxílio de uma placa de pressão, também conhecida como câmara de pressão de Richards, e a partir das curvas obtidas para cada condição de moldagem, foi possível identificar os teores de umidade correspondentes a cada nível de sucção adotado, definindo assim o teor de umidade necessário para cada ensaio. A partir dos dados obtidos nos ensaios de resistência ao cisalhamento, foi possível traçar as envoltórias de ruptura e determinar os parâmetros de resistência do solo para cada condição de moldagem e sucção, sob diferentes critérios de ruptura. Aplicou-se o ajuste de Vilar (2006) para determinar a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento do solo, tornando assim possível a obtenção das superfícies de ruptura para cada condição. Adicionalmente, analisou-se a influência da estrutura do solo na resistência ao cisalhamento por meio da comparação entre os resultados obtidos para o ramo seco e o ramo úmido, uma vez que estes apresentavam o mesmo peso específico aparente seco e o mesmo índice de vazios e porosidade, diferenciando-se possivelmente pela sua estrutura.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Avaliar o comportamento de um solo argiloso tropical residual de basalto em relação à resistência ao cisalhamento, por meio de ensaios de compressão triaxial consolidado drenado (CD) para amostras na condição saturada, e ensaios de cisalhamento direto em amostras saturadas e não saturadas, essas submetidas a diferentes níveis de sucção e compactadas com teores de umidade de moldagem diferentes.

1.1.2 Objetivos específicos

- i) Determinar as envoltórias de resistência ao cisalhamento, os parâmetros de resistência e a superfície de ruptura para as amostras de solo coletadas na

profundidade de 3m, compactadas no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido, submetidos a valores de sucção de 0 kPa (solo saturado), 300 kPa e 30000 kPa (\approx seco), sob tensões confinantes (triaxial) /tensões normais (cisalhamento direto) de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa;

- ii) Obter e ajustar pelo modelo de Gitirana Jr. e Fredlund (1996) as curvas de retenção de água no solo obtidas para as amostras de solo compactadas com diferentes teores de umidade de compactação, utilizando a câmara de pressão;
- iii) Determinar as curvas tensão-deformação para os corpos de prova ensaiados;
- iv) Obter as envoltórias de resistência ao cisalhamento para o solo estudado;
- v) Analisar as diferenças entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, quando obtidos sob diferentes critérios de ruptura;
- vi) Determinar a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento utilizando o ajuste de Vilar (2006)
- vii) Avaliar a influência do teor de umidade de compactação na sucção e na resistência ao cisalhamento do solo;
- viii) Avaliar a possível influência da estrutura do solo na resistência ao cisalhamento por meio da comparação entre os resultados obtidos para o ramo seco e o ramo úmido.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 SOLOS TROPICAIS

Os solos tropicais são caracterizados por apresentarem uma mineralogia diferente dos solos mais tradicionais, em decorrência de processos geológicos e pedológicos típicos de regiões tropicais, sendo assim, um produto da ação do intemperismo em rochas ígneas, sedimentares e metamórficas. Desta forma, essas alterações nas propriedades e estrutura do solo, representada pelo grau de alteração do material, podem ser mais ou menos intensas, influenciando diretamente o comportamento hidromecânico do solo, uma vez que a resposta do solo quando submetido à solicitações está diretamente relacionado à sua estrutura, cimentação e as características que foram herdadas da rocha matriz (FUTAI, 2002).

Para caracterizar o comportamento dos solos tropicais, segundo o mesmo autor, somente os índices de plasticidade e a granulometria não são suficientes, uma vez que, devido à condição de não saturação deste solo, juntamente com a estrutura e a mineralogia, podem resultar em problemas de engenharia, como a expansão ou o colapso do solo ao ser inundando. Portanto, para uma melhor representação do comportamento dos solos tropicais, Futai (2002) sugere que também sejam considerados o índice de vazios e o grau de saturação para realizar a classificação da colapsibilidade do solo. Isto posto, é possível avaliar a colapsibilidade do solo a partir das condições físicas do solo, associadas ao seu estado de tensão e a sucção.

Os solos tropicais podem ser divididos em dois grupos: solo laterítico e solo saprolítico.

2.1.1 Solos lateríticos

Os solos lateríticos são solos provenientes de evolução pedológica, no qual ocorre o processo conhecido como laterização, que consiste na lixiviação dos materiais silicosos, provocando uma concentração dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, resultado dos sucessivos ciclos de secagem e umedecimento, típico das regiões tropicais úmidas (CONCIANI, BURGOS E BEZERRA, 2015).

Os solos lateríticos, geralmente encontrados na natureza na condição não saturada, são caracterizados pela coloração avermelhada, amarela, laranja ou marrom, resultante da elevada concentração de ferro, e pelo elevado índice de vazios, acarretando em uma baixa capacidade de suporte, principalmente nas camadas mais superficiais, podendo, inclusive, ser colapsíveis.

Quando compactados adquirem altas resistências e uma excelente capacidade de suporte, podendo apresentar pequena perda dessa capacidade quando imersos em água (GODOY, 1997; PINTO, 2006).

2.1.2 Solos saprolíticos

Os solos saprolíticos, cujo nome tem origem da palavra grega *sapro*, que significa podre, são aqueles solos no qual a evolução é recente, ou seja, solos que mantêm a estrutura original da rocha-mãe, sendo assim resultado da decomposição e/ou desagregação da rocha “in situ”. Os solos saprolíticos geralmente se apresentam nas camadas subjacentes aos solos lateríticos, e sobrejacente à rocha-mãe. Portanto, esse tipo de solo é considerado efetivamente como um solo residual, recebendo a denominação de solos residual jovem, enquanto os solos lateríticos são denominados solos residuais maduros (VILLIBOR et al., 2009).

Os solos saprolíticos são caracterizados pela expansividade, devido ao alto potencial de expansão dos argilosminerais primários que estão presentes nesses solos. Além disso, a exposição à intempéries pode provocar a liberação de pressões contidas nas partículas, conduzindo ao surgimento de tensões de expansão no solo. Outra particularidade presente nestes solos é a erodibilidade, no qual os argilominerais responsáveis pela expansão facilitam o destacamento das partículas, facilitadas pela presença da água. Em relação ao perfil de resistência à penetração dos solos (N_{SPT}), o mesmo pode ser muito variável, uma vez que a ocorrência do intemperismo ocorre desigualmente, resultando em regiões de solos com alterações mais significativas do que em outras regiões (CONCIANI, BURGOS E BEZERRA, 2015).

2.2 SOLOS COMPACTADOS

A compactação de um solo é definida como um processo manual ou mecânico utilizado para aumentar a densidade do solo, através da expulsão de ar dos vazios, ou seja, através da redução do seu índice de vazios. Esse processo tem como objetivo melhorar as características do solo utilizado, aumentando a resistência ao cisalhamento e reduzindo a compressibilidade e a permeabilidade. É comum haver a confusão entre os termos compactação e adensamento. A principal diferença entre os dois é que, ao invés de haver a expulsão de ar dos vazios, o

adensamento consiste na expulsão da água dos vazios do solo, com uma velocidade relativamente baixa.

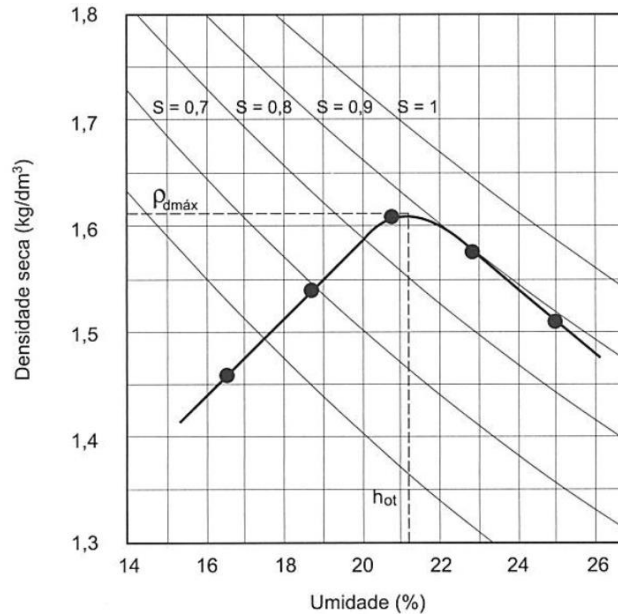
Em 1933, o engenheiro americano Proctor descobriu que, para uma determinada energia de compactação, o peso específico seco do solo depende do teor de umidade. Quando o solo é compactado com teor de umidade baixo, o atrito entre as partículas de solo é relativamente alto, não reduzindo os vazios de forma significativa. Ao aumentar a quantidade de água, maior a lubrificação entre as partículas de solo, favorecendo a compactação, uma vez que as partículas deslizam de forma mais fácil. Contudo, após um certo valor de teor de umidade, a compactação não é suficiente para expulsar o ar dos vazios do solo, presente na forma de bolhas oclusas. Dessa forma, existe um determinado valor de teor de umidade, denominado de umidade ótima, no qual a compactação possui eficiência máxima, conduzindo a amostra ao menor índice de vazios possível, ou seja, conduzindo a amostra a um peso específico seco máximo. A partir dessas constatações, surgiu o Ensaio de Compactação, também conhecido como Ensaio de Proctor (PINTO, 2006).

O ensaio de compactação, padronizado pela NBR 7182:2016, tem como principal objetivo determinar experimentalmente a curva de compactação, representada pela relação entre o peso específico aparente seco (γ_d) e o teor de umidade gravimétrico do solo (w). Para tal, a amostra de solo deve ser, inicialmente, seca ao ar até atingir a umidade higroscópica ou até atingir um teor de umidade de 5% abaixo da umidade ótima presumível, ou ainda, até atingir um teor de umidade de 3% acima da umidade ótima presumível e, em seguida, destorroada e homogeneizada.

A NBR 7182:2016 preconiza a possibilidade de utilizar três diferentes energias de compactação: normal, intermediária e modificada. O ensaio realizado com energia normal, adotado neste trabalho, consiste em compactar uma amostra de solo, em três camadas sucessivas, dentro de um recipiente cilíndrico de 1000 cm³, através da ação de 26 golpes de um soquete de 2,5 kg para cada camada, caindo de uma altura de 30,5 cm. Após a compactação do corpo de prova, é realizada a determinação da massa específica, o teor de umidade e a densidade seca do mesmo. Em seguida, o corpo de prova é desmanchado, acrescenta-se água à amostra, aumentando o teor de umidade em cerca de 2%, e o processo de compactação é refeito, obtendo-se novos valores para teor de umidade e densidade seca. O processo é repetido até que os valores de densidade seca das amostras comecem a diminuir. A partir dos valores obtidos, é possível traçar a curva de compactação, conforme ilustra a Figura 2.1, no qual fica evidente a existência de um ponto no qual a densidade é máxima, e o teor de umidade referente a este ponto é

denominado de umidade ótima. Os trechos antes e depois do ponto de umidade ótima recebem a denominação de ramo seco e ramo úmido, respectivamente (NBR 7182:2016).

Figura 2.1 – Exemplo de curva de compactação de solo

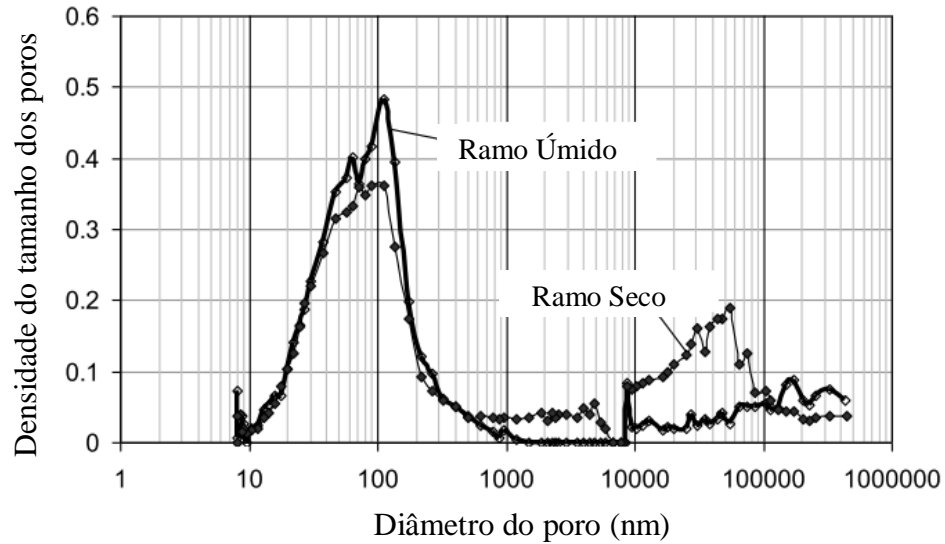


Fonte: Pinto (2006)

Neste contexto, Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1996) afirmam que os solos compactados com diferentes teores de umidade inicial e diferentes densidades deveriam ser considerados solos diferentes sob a ótica do comportamento mecânico, mesmo que apresentem a mesma mineralogia, plasticidade e textura. Dessa forma, o comportamento do solo varia de uma amostra para a outra devido as diferenças entre a estrutura e a agregação do solo.

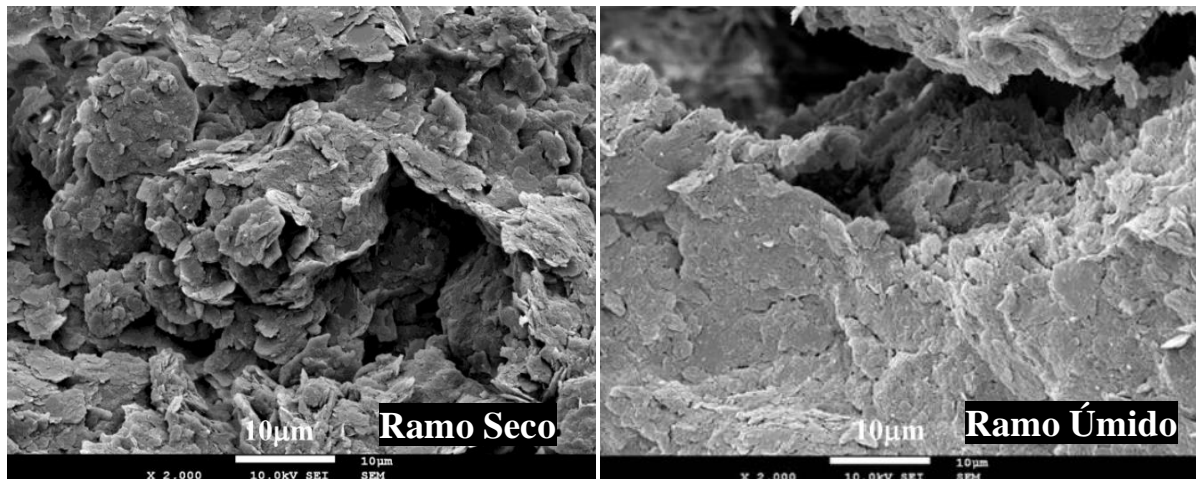
Cardoso et al. (2011) mostraram que solos compactados com umidades diferentes, mas com o mesmo peso específico aparente seco, e conseqüentemente o mesmo índice de vazios, apresentam comportamentos diferentes. Esta observação foi realizada através da comparação entre corpos de prova compostos de um solo argiloso, compactados no ramo seco e no ramo úmido, com teores de umidade próximos a umidade ótima ($\pm 2\%$), correspondentes a um mesmo valor de peso específico aparente seco para ambos, e conseqüentemente o mesmo índice de vazios. Para avaliar a influência da estrutura induzida pela compactação, no comportamento hidromecânico do solo, foram realizadas a porosometria por intrusão de mercúrio e a microscopia eletrônica de varredura, conforme apresentam as Figura 2.2 e Figura 2.3, respectivamente.

Figura 2.2 – Porosometria por intrusão de mercúrio para o ramo seco e úmido



Fonte: Cardoso et al. (adaptado, 2011)

Figura 2.3 – Microscopia eletrônica de varredura para os ramos seco e úmido



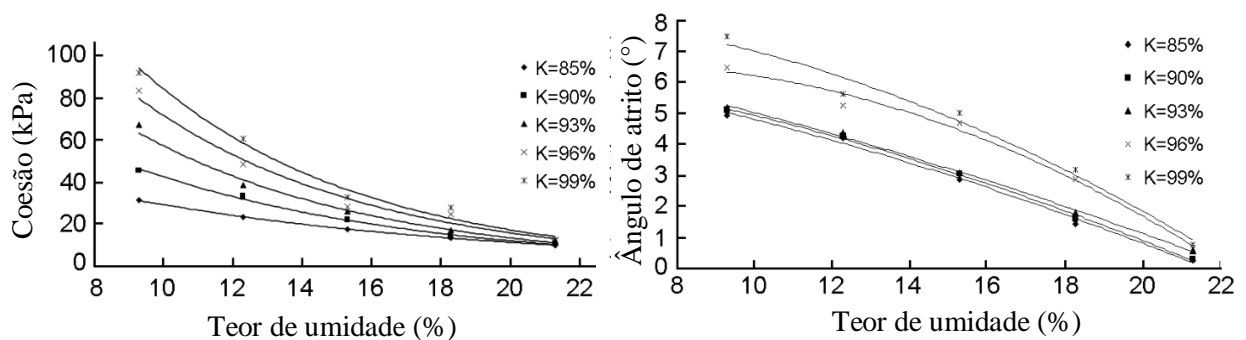
Fonte: Cardoso et al. (adaptado, 2011)

Os resultados do ensaio de porosometria apontam que o solo compactado no ramo úmido, só apresenta pico para pequenos diâmetros, enquanto o solo compactado no ramo seco, apresenta dois picos, um para tamanhos próximos aos encontrados para o ramo úmido e um para poros maiores, confirmando a existência de dois tipos de estrutura, que podem ser observadas pelas imagens da microscopia eletrônica de varredura, em que os solos compactados nos ramos seco e úmido apresentam estruturas floclada e dispersa, respectivamente.

Foram realizados ensaios edométricos com controle de sucção e ensaios de compressão triaxial consolidado não drenado em corpos de prova saturados. Ao analisar os resultados, os autores observavam diferenças tanto na compressibilidade quanto na resistência. Os corpos de prova apresentaram, para o ramo seco e úmido, ângulo de atrito efetivo equivalente a 32° e 36° , respectivamente. Wheeler e Sivakumar (2000) afirmam que a estrutura dos solos influencia diretamente nos parâmetros de resistência, e que, no ramo seco os macroporos são facilmente destruídos, enquanto os microporos podem sequer atingir um estado crítico. Já para o ramo úmido, apenas os microporos são destruídos, resultando nas diferenças observadas nos corpos de prova analisados, evidenciando a necessidade de tratar solos compactados em diferentes pontos da curva de compactação como materiais diferentes.

Huzhu et al. (2017), ao analisarem a influência do teor de umidade na resistência ao cisalhamento de um solo argiloso compactado, através de ensaios de compressão triaxial, constataram que a coesão diminui exponencialmente com o aumento do teor de umidade e aumenta exponencialmente com o aumento do grau de compactação. Já o ângulo de atrito diminui seguindo uma função quadrática convexa com o aumento do teor de umidade, e aumenta seguindo uma função quadrática côncava com o aumento do grau de compactação. A Figura 2.4 apresenta as relações entre a coesão, ângulo de atrito e o teor de umidade.

Figura 2.4 – Relação entre coesão, ângulo de atrito e teor de umidade



Fonte: Huzhu et al. (adaptado, 2017)

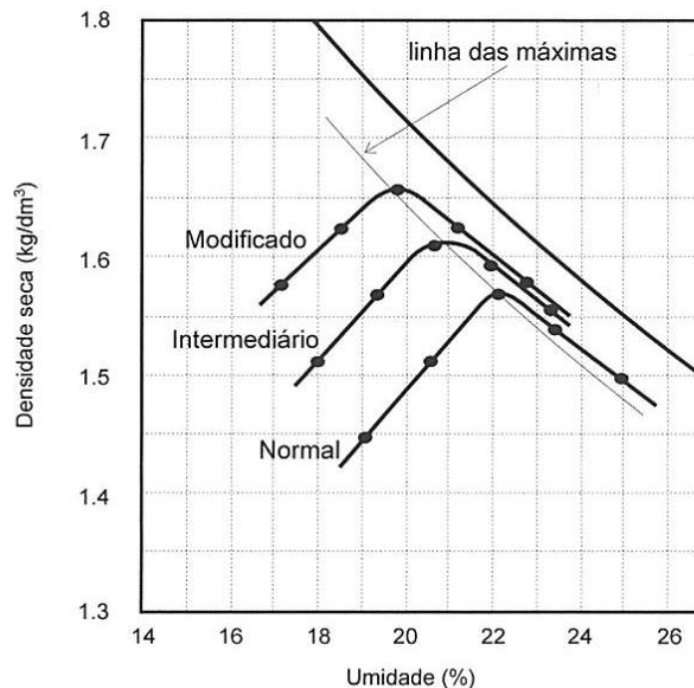
2.2.1 Efeito da energia de compactação no solo

O ensaio de cisalhamento também pode ser realizado utilizando diferentes energias de compactação, visando representar o efeito de equipamentos convencionais utilizados na compactação em campo. A norma brasileira apresenta, além da energia Normal, as energias

Intermediária e Modificada. O Ensaio Modificado de Compactação consiste em compactar uma amostra de solo, em cinco camadas sucessivas, dentro de um recipiente cilíndrico de 2000 cm³, através da ação de 55 golpes de um soquete de 4,5 kg para cada camada, caindo de uma altura de 45 cm. Já o Ensaio Intermediário de Compactação difere do Modificado apenas na quantidade de golpes por camada, sendo realizado com 26 golpes por camada (ABNT NBR 7182:2016).

O aumento da energia de compactação promove um aumento da densidade seca e uma redução da umidade ótima, deslocando a curva de compactação para a esquerda e para cima, conforme ilustra a Figura 2.5 . Entretanto, quando a compactação é realizada com a amostra no ramo úmido, o aumento da energia de compactação provoca um aumento insignificante na densidade seca do solo, devido a incapacidade de expulsão do ar dos vazios do solo, uma vez que, devido ao elevado teor de umidade, o ar encontra-se na forma de bolhas oclusas (PINTO, 2015).

Figura 2.5 – Curvas de compactação sob diferentes energias de compactação



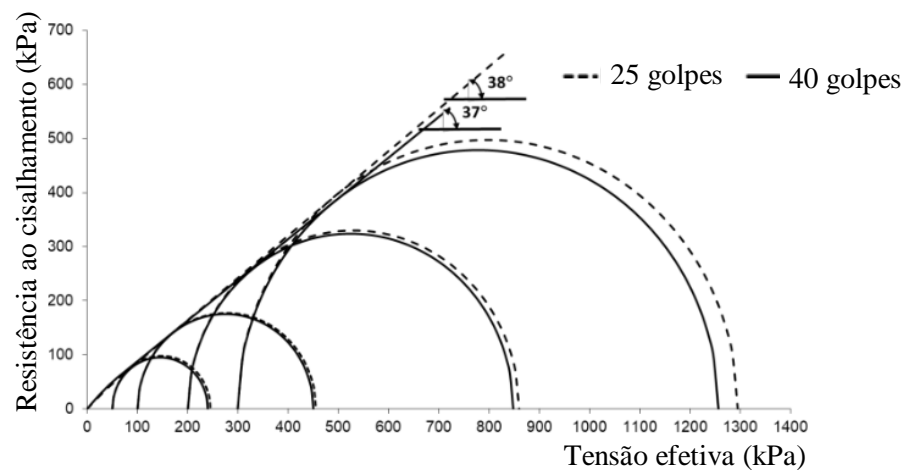
Fonte: Pinto (2006)

Yusoff et al. (2017) investigaram a influência de diferentes energias de compactação em determinadas propriedades geotécnicas, como a resistência ao cisalhamento, de um Kaolin e de um solo laterítico, compactados na energia normal (596 kg/m³) e modificada (2682 kg/m³). O solo laterítico estudado foi coletado na condição deformada, e apresenta granulometria

composta em sua maioria por finos (49% de argila, 32,51% de areia e 11,80% de silte). Também é estudado uma amostra de Kaolin fabricado, composto por argila (87,67%) e silte (12,35%). Os autores realizaram ensaios de compressão simples para corpos de prova compactados em ambas energias. Os resultados apontam que a resistência ao cisalhamento aumentou com o aumento da energia de compactação. Ao comparar as resistências, observou-se um aumento de mais de duas vezes para os corpos de prova compactados na energia modificada, em relação a energia normal.

Por outro lado, Rahman et al. (2019) observaram que o efeito de diferentes energias de compactação na resistência ao cisalhamento não é significativo quando o solo é submetido a um ensaio triaxial consolidado drenado (CD). Os autores realizaram os ensaios em um solo residual de granito, classificado como areia siltosa. Os ensaios foram realizados em corpos de prova compactados com energia normal, contudo, utilizando 25 e 40 golpes por camada. A partir dos ensaios triaxiais, foi possível determinar as envoltórias de resistência, apresentadas pela Figura 2.6.

Figura 2.6 – Envoltórias de resistência para 25 e 40 golpes



Fonte: Rahman et al. (adaptado, 2019)

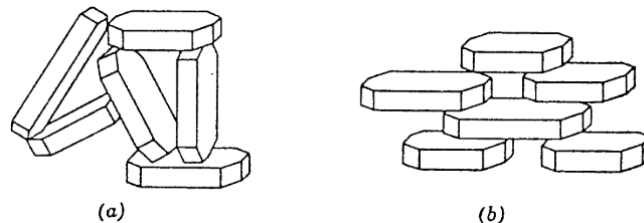
Analisando as envoltórias de resistência, observa-se uma diferença de apenas 1° entre os ângulos de atrito para os corpos de prova compactados com 25 e 40 golpes. Portanto, para a diferença de energia de compactação analisada, não houve influência na resistência ao cisalhamento. Este fato pode ser justificado pela presença de um estágio de adensamento no ensaio triaxial, de maneira que as partículas do solo são rearranjadas com diferentes pressões aplicadas, eliminando o efeito da diferença de energia aplicada no processo de compactação.

2.2.2 Estrutura de solos coesivos compactados

A compactação em solos coesivos provocam deformações permanentes. A alteração da sua estrutura original, de tal forma que a variação do teor de umidade de compactação e da energia de compactação é o suficiente para que amostras do mesmo solo sejam consideradas materiais diferentes, uma vez que a alteração na estrutura do solo é capaz de alterar significativamente o comportamento da amostra de solo.

Ao analisar a estrutura do solo, são considerados a orientação, a distribuição das partículas e as forças existentes entre as partículas de solo adjacentes. Lambe e Whitman (1969), baseados nas observações das propriedades e comportamentos dos solos de região temperada, apresentam os dois tipos de estruturas mais extremas: a flokulada, quando as partículas do solo apresentam um arranjo no qual as partículas tendem a se atrair, conforme ilustra a Figura 2.7 (a); e a dispersa, no qual as partículas estão dispostas paralelamente, conforme apresenta a Figura 2.7 (b), tendendo a se repelirem (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Figura 2.7 – Estrutura do solo. (a) Flokulada; (b) Dispersa

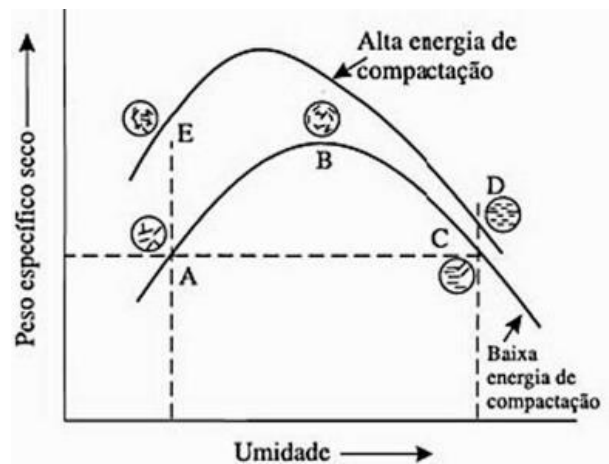


Fonte: Lambe e Whitman (1969)

A estrutura do solo após ser compactado depende da energia e do teor de umidade de compactação, conforme apresenta a Figura 2.8, no qual a estrutura é representada em função destes parâmetros. Para amostras compactadas no ramo seco, as partículas do solo formam uma estrutura flokulada, uma vez que a energia aplicada não é suficiente para superar a atração face-a-aresta das partículas. Para as amostras compactadas com o teor de umidade ótimo, como no ponto B da Figura 2.8, as partículas tendem a apresentar um alto grau de orientação, devido a atuação da água como lubrificante, permitindo a movimentação das partículas para que se posicionem da maneira mais compacta possível. Já para amostras compactadas no ramo úmido, a compactação é capaz de orientar paralelamente as partículas do solo, pois a repulsão

entre as partículas aumenta, de forma que a estrutura do solo torna-se dispersa. Em relação a energia de compactação, para as amostras compactadas com um mesmo teor de umidade, quanto maior a energia de compactação, mais paralela se torna a orientação das partículas, tornando assim mais dispersa a estrutura do solo, de modo em que as partículas permanecem mais próximas, aumentando o peso específico seco, conforme indica os pontos A e E da Figura 2.8 (PECAPEDRA, 2016; PINTO, 2006).

Figura 2.8 – Estrutura de solos compactados



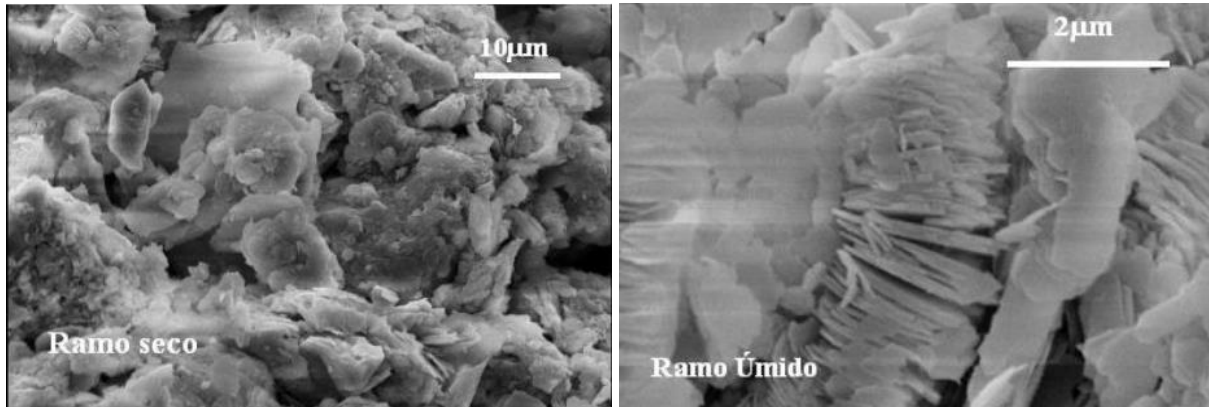
Fonte: Pinto (2015)

A microestrutura dos solos pôde ser melhor observada a partir do surgimento de técnicas mais sofisticadas, como a técnica da intrusão de mercúrio e o microscópio eletrônico, permitindo que diversos autores investigassem a microestrutura dos solos compactados e constatassem que a principal alteração na estrutura de solos finos compactados, ao variar o teor de umidade de compactação, ocorre na macroestrutura (PECAPEDRA, 2016).

Croney, Coleman e Black (1958) observaram que o solo argiloso, ao ser compactado no ramo seco, não se apresenta como uma massa uniforme de partículas de argila, mas sim formado por uma dupla divisão de estrutura, composto pela microestrutura, formada pela associação das partículas dentro do solo, e pela macroestrutrua, composta pelas agregações das partículas de argila, separadas entre si por vazios preenchidos com ar, de forma que o solo apresente um comportamento de um material mais grosso do que sua classificação. Por outro lado, Zein (1985 apud TOLL, 2000) constatou que, apesar dos solos finos compactados no ramo úmido serem altamente agregados, quando estes são compactados no ramo úmido, as amostras apresentam estruturas mais uniformes, fazendo com que essas agregações deixem de existir. Esse comportamento pôde ser observado por Oliveira (2004) ao analisar as imagens obtidas a partir

da microscopia eletrônica de varredura de um solo residual de gnaíse compactado, conforme apresenta a Figura 2.9.

Figura 2.9 – Estrutura de um solo residual de gnaíse compactado observada a partir da microscopia eletrônica de varredura



Fonte: Oliveira (2004)

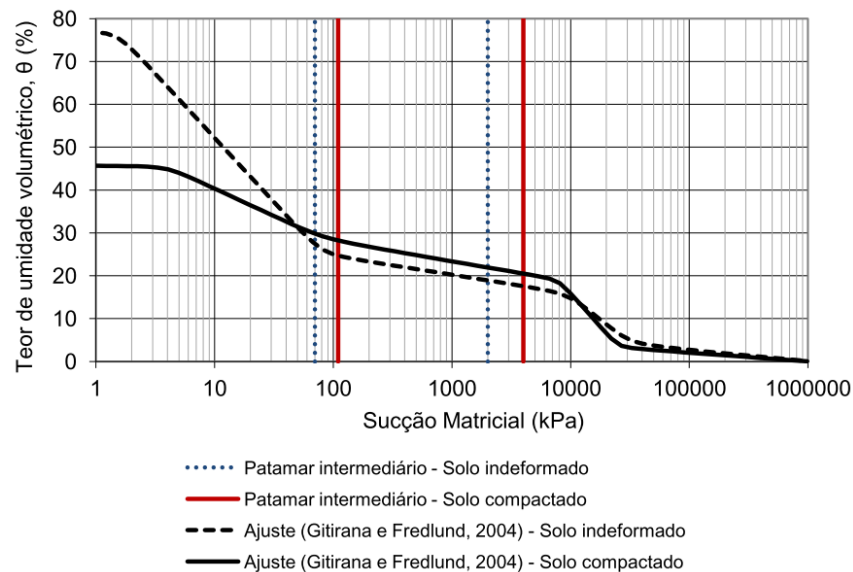
Contudo, Camapum de Carvalho (2004) alega que os modelos de estruturas propostos por Lambe e Whitman (1969) não são totalmente aplicáveis aos solos tropicais, uma vez que estes solos, principalmente os que são profundamente intemperizados, possuem suas partículas ligadas por agentes cimentantes, além das ligações realizadas por forças eletromagnéticas e interações iônicas, contribuindo para a formação de agregados e limitando a orientação estrutural das partículas. Portanto, para os solos de região temperada, as partículas apresentam maior grau de liberdade, de forma que a aplicação da energia de compactação, aliada com condições de umidade favoráveis, proporciona a orientação dessas partículas, tornando a estrutura dispersa. Já para os solos tropicais intemperizados, a formação de agregados limita a reorientação dessas partículas. Desta forma, a aplicação do modelo de variação estrutural proposto por Lambe e Whitman (1969) para solos compactados, se torna cada vez menor a medida que aumenta o intemperismo sofrido pelo solo.

Essa diferença entre os solos temperados e os tropicais reverberam na influência da sucção no comportamento dos solos compactados. Os solos de regiões temperadas apresentam uma distribuição de poros mais homogênea, isto é, unimodal, de forma que a sucção apresenta influência direta no comportamento do solo. Por outro lado, os solos tropicais apresentam uma distribuição bimodal dos poros, principalmente os profundamente intemperizados, de forma que a influência direta da sucção no comportamento dos solos compactados seja por vezes pouco marcante. A energia da compactação é responsável por quebrar os agregados e o aumento

da umidade por tornar esses agregados mais frágeis, uma vez que esse aumento reduz a sucção, diminuindo a força de atração entre as partículas (CAMAPUM DE CARVALHO, 2004).

Contudo, Oliveira (2019b) constatou que mesmo após a compactação de uma areia argilosa laterítica não saturada, o solo manteve o comportamento bimodal, conforme apresenta a Figura 2.10

Figura 2.10 – Curvas de retenção de água no solo – condição indeformada e compactada



Fonte: Oliveira (2019b)

Ao comparar as curvas de retenção de água no solo, obtidas através do método do papel filtro junto com a câmara de pressão de Richards, observa-se que, para baixos valores de sucção, o teor de umidade volumétrica do solo compactado apresentou menores valores do que o solo indeformado, possivelmente justificado pelo fato da compactação diminuir significativamente o tamanho dos poros, ou seja, reduzindo os macroporos do solo indeformado. Além disso, nota-se que o primeiro valor de entrada de ar (VEA_1) do solo compactado é superior ao do solo indeformado, uma vez que o processo de compactação e o destorroamento fazem com que as agragações de partículas finas sejam desfeitas, reduzindo o índice de vazios e consequentemente tornando mais difícil a entrada de ar nos vazios.

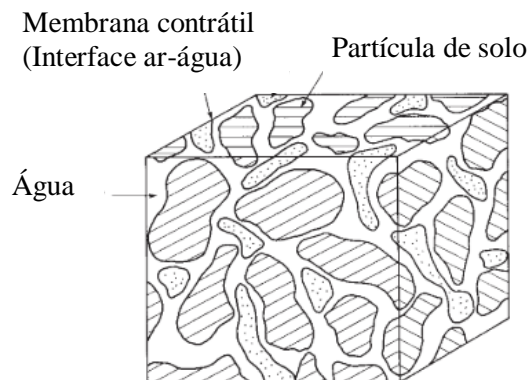
Portanto, para compreender o comportamento dos solos tropicais compactados e prever as variações das suas propriedades geotécnicas, é necessário considerar as diferentes estruturas que solo adquire durante o processo de compactação, e ter em mente que a eficiência da compactação é relativa, uma vez que o aumento do peso específico do solo não necessariamente

representa uma melhoria no comportamento do solo, assim como um peso específico abaixo do esperado não representa necessariamente um comportamento ruim.

2.3 SOLOS NÃO SATURADOS

O solo não saturado é composto pelas fases sólida, gasosa e líquida, além uma quarta fase, referente à interface ar-água, conhecida como membrana contrátil, como ilustra a Figura 2.11. Dentro destas quatro fases, pode haver uma distinção em dois grupos: duas fases que fluem (ar e água) e duas fases que se equilibram sob a ação de uma variação de tensão (partículas do solo e membrana contrátil). Essa membrana aloca-se entre os vazios do solo, formando uma partição física entre o ar e a água, determinando a proporção entre volume de ar e volume de água nos vazios, isto é, o grau de saturação. Uma propriedade importante da membrana contrátil é a tensão superficial, que proporciona um comportamento elástico a essa membrana, de forma que, à medida que a água é removida do solo, a membrana exerce uma força no qual mantém as partículas do solo unidas (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012).

Figura 2.11 – Fases do solo não saturado

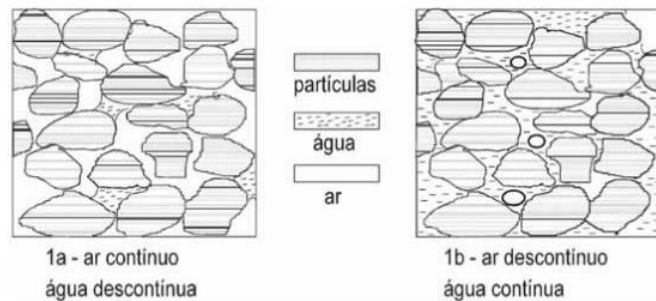


Fonte: Fredlund, Rahardjo e Fredlund (adaptado, 2012)

O solo não saturado é caracterizado pela presença de ar nos vazios das partículas de solo, possibilitando a ocorrência de tensões negativas no fluido, denominadas de sucção. A presença de ar nos vazios do solo pode ser apresentada de duas maneiras: na forma contínua ou na forma de ar ocluído, conforme ilustra a Figura 2.12. O ar na forma contínua ocorre quando o grau de saturação se torna menor do que 85%, e nesse caso, as deformações no solo ocorrem de forma rápida, uma vez que o fluxo é controlado pela permeabilidade do ar nos vazios. A

sucção, diferença entre a pressão do ar e da água, chega a valores extremamente baixos, mantendo a água fixada ao arcabouço, influenciando significativamente o comportamento desse solo. Contudo, o aumento do grau de saturação promove uma redução da sucção, possibilitando um brusco colapso deste solo. Já o ar na forma oclusa ocorre quando o grau de saturação é maior do que 85% em solos naturais, ou próximo ao teor de umidade ótimo para amostras compactadas. Nessa condição, o fluxo é controlado pela permeabilidade da água, de forma que a sucção atinge valores praticamente nulos, possibilitando o fluxo da água (SANTOS NETO; ALMEIDA, 2015).

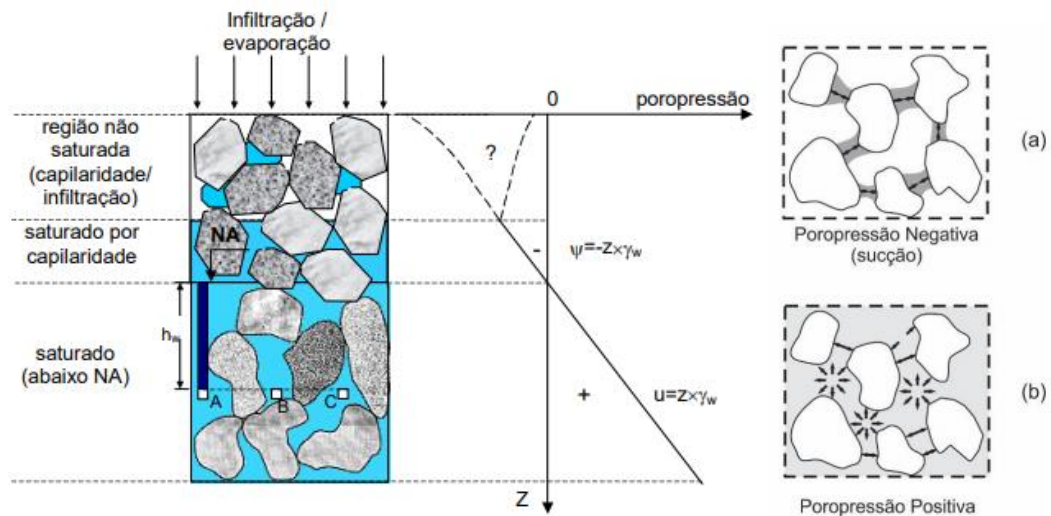
Figura 2.12 – Solos com ar contínuo e com bolhas de ar oclusas



Fonte: Santos Neto e Almeida (2015)

A condição de não saturação ocorre na camada acima da camada de solo saturado, no qual a umidade desse solo pode ser decorrente da infiltração da água da chuva ou através da ascensão por capilaridade, conforme ilustra a Figura 2.13 (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012; GERSCOVICH, 2007).

Figura 2.13 – Poropressão em função da profundidade – (a) solo não saturado; (b) solo saturado



Fonte: Gerscovich (adaptado, 2007) e Molina junior (adaptado, 2017)

Nessa condição, o solo apresenta uma coesão aparente, decorrente da formação de meniscos capilares devido a tendência de movimentação dos grãos de solo entre si, sendo pressionados contra o filme d'água que os envolve. No caso de solos argilosos, as partículas do solo estão muito próximas, de forma que o filme d'água formado é extremamente estreito, tornando mais forte a força de atração entre as partículas. Para o caso dos solos arenosos, nos quais os grãos apresentam maiores dimensões, as espessuras dos filmes d'água são significativamente maiores, proporcionando forças de atração menores. Esse tipo de coesão recebe o nome aparente devido ao fato de que esta coesão deixa de existir no momento em que o solo é totalmente saturado ou completamente seco (MOLINA JUNIOR, 2017).

2.3.1 Potenciais da água no solo não saturado

A água presente nos vazios do solo pode apresentar diferentes tipos de energia, como a energia cinética, gerada pela velocidade do movimento da água, e a energia potencial, gerada pela posição e interações entre a água e as partículas sólidas. O fluxo da água nos vazios do solo está relacionado com diversos problemas na engenharia geotécnica, como a erosão, a estabilidade de taludes, o colapso, a expansão, de forma que o conhecimento das propriedades hidráulicas do solo é de fundamental importância. Para haver fluxo de qualquer fluido, é necessário que exista uma diferença de energia interna ou intrínseca entre as moléculas desse

fluido, e essa energia interna dos fluidos intersticiais do solo podem ser afetados por diferentes tipos de potenciais na natureza, sendo os principais considerados na Equação 2.1

$$\Psi_{total} = \Psi_{cin} + \Psi_p + \Psi_{temp} + \Psi_z + \Psi_{pn} + \Psi_m + \Psi_{osm} \quad (2.1)$$

Onde:

ψ_{total} = Potencial total da água no solo

ψ_{cin} = Potencial cinético da água no solo

ψ_p = Potencial de pressão da água no solo

ψ_{temp} = Potencial térmico da água no solo

ψ_z = Potencial de posição ou gravitacional

ψ_{pn} = Potencial pneumático da água no solo

ψ_m = Potencial matricial da água no solo

ψ_{osm} = Potencial osmótico da água no solo

O potencial cinético da água corresponde a velocidade do fluxo da água e é quase sempre desprezível, uma vez que é significativamente menor do que os valores de energia potencial, devido a baixa velocidade do fluxo da água através do sistema poroso do solo. O potencial térmico é resultante da diferença de temperatura entre a água presente nos vazios do solo e o estado padrão, porém, devido à influência complicada da temperatura sobre o potencial da água, o potencial térmico é considerado apenas em sistemas isotérmicos ou aproximadamente isotérmicos. O potencial de pressão da água, conhecido também como potencial de consolidação, é relacionado ao processo de adensamento do solo; o potencial de posição ou gravitacional está relacionado com a elevação do ponto considerado em relação ao nível de referência; o potencial pneumático está relacionado à pressão na fase gasosa. Estes últimos três são anulados quando o referencial de pressão do material for igual a pressão atmosférica, não havendo o processo de adensamento, e o ar intersticial conectando-se com a atmosfera (FERNANDES, 2016; GEORGETTI, 2010). Desta forma, o potencial total da água no solo fica em função do potencial matricial e do potencial osmótico, conforme apresenta a Equação 2.2.

$$\Psi_{total} = \Psi_m + \Psi_{osm} \quad (2.2)$$

O potencial total da água, determinado em função do potencial matricial e osmótico, é reconhecido como a sucção total, e é definido como a energia da água que permaneceu retida no solo devido as forças de retenção, isto é, a energia livre da água do solo. Desta forma, para deslocar a água retida nas partículas sólidas, é necessário aplicar uma energia que supere essas forças responsáveis pela retenção da água. A energia necessária para retirar a água intersticial do solo é inversamente proporcional ao teor de umidade de solo, ou seja, quanto menor a quantidade de água no solo, maior a força de atração entre as partículas sólidas e a água. Essas forças responsáveis pela retenção da água podem ser classificadas como sucção matricial e sucção osmótica (MACHADO; VILAR, 2015; FERNANDES, 2016).

2.3.1.1 Sucção matricial

A sucção matricial é reconhecida como a diferença entre a poropressão do ar e a poropressão da água, conforme apresenta a Equação 2.3, sendo esta diferença proporcionada pela tensão superficial da água intersticial.

$$\psi_m = u_a - u_w \quad (2.3)$$

Onde:

ψ_m = Sucção matricial;

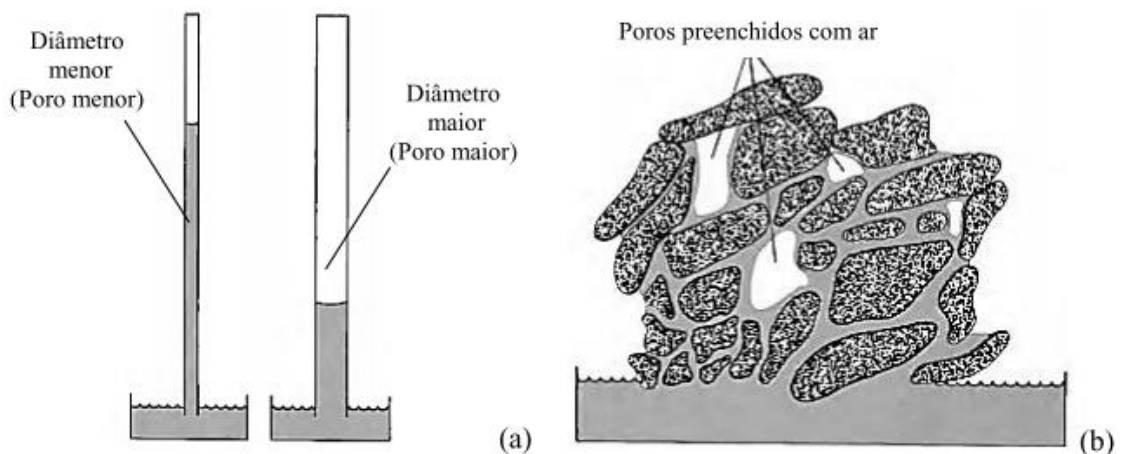
u_a = Poropressão do ar;

u_w = Poropressão da água

A sucção matricial pode ser definida como o efeito combinado das forças de capilaridade, que são as responsáveis pela retenção da água nos microporos, e de adsorção, que são responsáveis pela retenção da água na superfície das partículas. As moléculas de água apresentam, assim como outras substâncias, forças de atração, denominadas de forças de Van der Waals. Quando essas forças agem entre moléculas de um mesmo fluido recebem o nome de forças de coesão, já quando agem entre as moléculas do fluido e da superfície sólida, recebem o nome de forças de adesão. Essas forças de atração entre as moléculas promove o surgimento do fenômeno conhecido como capilaridade ou tensão capilar. O efeito da capilaridade pode ser visualizado através da ascensão capilar, que é a elevação do nível d'água na direção contrária à ação da gravidade. Nos solos não saturados, os vazios dos solos formam uma rede intrínseca de canais interligados, que variam de tamanho de acordo com a dimensão das partículas, agindo

como tubos capilares finos. Portanto, a altura da ascensão capilar depende do diâmetro dos vazios, de forma que quando menor o diâmetro, maior a altura da ascensão, conceito que pode ser visualizado através da Figura 2.14 (a). Um outro fator que pode influenciar ascensão capilar, desacelerando ou até mesmo impedindo o movimento da água, é a ocorrência de bolhas de ar no interior do solo, devido as diversas dimensões dos poros, conforme ilustra a Figura 2.14 (b) (FREITAS NETO, 2008; MACHADO; VILAR, 2015; BRADY, 1984 apud OLIVEIRA, 2019).

Figura 2.14 – Ascensão capilar – (a) tubos capilares com diferentes diâmetros; (b) poros com bolhas de ar

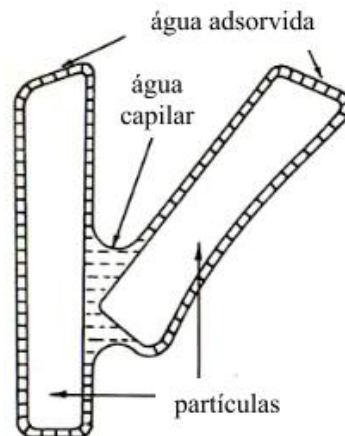


Fonte: Brady (1984, apud OLIVEIRA, 2019)

A adsorção, por sua vez, é a retenção de água na superfície dos sólidos, em forma de película, conforme ilustra a Figura 2.15. Esse fenômeno resultante das forças de atração e repulsão, que estão relacionadas com a existência de cargas superficiais não balanceadas na superfície do solo. Para explicar o processo de adsorção, três mecanismos principais foram propostos (LIBARDI, 2016):

- a) Os minerais da argila possuem a superfície coberta com átomos de oxigênio e grupos oxidrilas carregados negativamente, formando um campo elétrico ao redor dessas partículas, no qual a intensidade diminui em função da distância;
- b) Os cátions trocáveis adsorvidos pela superfície da argila podem atrair os pares de elétrons não compartilhados do átomo de oxigênio das moléculas de água;
- c) As superfícies sólidas podem atrair as moléculas de água através das forças de van der Waals, sendo adsorvida uma camada muito fina ao redor das partículas sólidas.

Figura 2.15 – Água adsorvida e capilar presente no solo não saturado



Fonte: Hillel (1971, apud GEORGETTI, 2010)

2.3.1.2 Sucção osmótica

A sucção osmótica é um componente importante no comportamento dos solos não saturados, e está relacionada com a presença de solutos dissolvidos na água intersticial. Os solutos apresentam propriedades coligativas, de forma que, ao serem adicionados à água, suas moléculas tendem a se aproximarem, proporcionando às soluções aquosas uma força de coesão superior a aquelas encontradas em moléculas de água pura (MACHADO; VILAR, 2015). Essa propriedade foi verificada por Miller e Nelson (1992, apud ARIFIN; SCHANZ, 2009), que constataram que para um determinado teor de umidade na curva de retenção de água, os volumes das amostras preparadas com cloreto de sódio, com maior sucção osmótica, foram menores do que os volumes das amostras preparadas com água destilada, indicando uma tensão adicional sendo exercida sobre a amostra com cloreto de sódio. Portanto, a adição de solutos à água pura resulta na diminuição da sua energia interna, de tal maneira que a água migrará da região menos salina para a região mais salina, até que se obtenha o equilíbrio energético.

Para amostras compactadas, a sucção osmótica pode ser relacionada, quantitativamente, com a concentração de solutos através da equação proposta por van't Hoff (THYAGARAJ; SALINI, 2015):

$$\psi_{osm} = i n R T \quad (2.4)$$

Onde:

i = Fator de van't Hoff ($i = 2$ para cloreto de sódio e $i = 3$ para soluções salinas de cloreto de cálcio);

n = Número de moléculas por moles de sal;

R = Constante universal dos gases;

T = Temperatura absoluta

Contudo, uma das formas de determinar a sucção osmótica é através da subtração entre a sucção total e a matricial, medidos de forma independente. Miller e Nelson (1992, apud ARIFIN; SCHANZ, 2009) e Sreedeeep e Singh (2006) realizaram a determinação da sucção osmótica dessa maneira. Enquanto o primeiro utilizou a técnica do papel filtro e placas de pressão, Sreedeeep e Singh (2006) utilizaram um higrômetro de espelho resfriado e extrator de membrana de pressão para medir a sucção total e a matricial, respectivamente. A placa de pressão e a membrana de pressão atuam impondo um valor de sucção na amostra. Através das análises, os autores concluíram que essa diferença entre a sucção total e a matricial, que é equivalente a sucção osmótica, está diretamente relacionada com o teor de umidade do solo, podendo ser aplicável para argilas com baixa plasticidade, uma vez que a força de hidratação desse tipo de argila é desprezível quando comparada com a sucção matricial. Entretanto, para as argilas altamente plásticas, a diferença entre a sucção total e a matricial resulta na sucção osmótica acrescida da componente da força de hidratação. Portanto, quando houver uma parcela da sucção osmótica resultante da presença de sais na água livre presente nos poros do solo, é recomendado que se realize uma medição independente para a sucção osmótica, que pode, por exemplo, ser feita através da medição da condutividade elétrica de um extrato da água intersticial do solo (ARIFIN; SCHANZ, 2009).

Krahn e Fredlund (1971) observaram que as variações na sucção total são essencialmente equivalentes às alterações na sucção matricial, desde que soluções salinas não sejam adicionadas ao solo. Por este motivo, a sucção osmótica normalmente não é levada em consideração em problemas geotécnicos envolvendo solos não saturados. Adicionalmente Leong e Abuel-Naga (2018) confirmaram que a sucção osmótica não apresenta efeito significativo na resistência ao cisalhamento, através da realização de ensaios de compressão simples em amostras compactadas de solo, utilizando água destilada e solução de cloreto de sódio. Os autores afirmam que a quantidade da solução presente na água intersticial influencia na estrutura do solo, que pode ser observada também em amostras saturadas, e desta forma, para avaliar o comportamento dos solos não saturados, é importante realizar a medição da sucção matricial. Portanto, para esta pesquisa, apenas a componente matricial da sucção será considerada.

2.4 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

Diferentemente dos solos saturados, no qual a resistência, a compressibilidade e a condutividade hidráulica estão diretamente relacionadas com o índice de vazios, tensões efetivas e histórico de tensões efetivas, os solos não saturados necessitam do entendimento sobre a forma no qual a água intersticial está distribuída, retida e liberada. A água pode ser introduzida ou retirada do solo através da alteração do estado de tensão externo, ou por infiltração da água da chuva e evaporação. Dessa forma, a maneira como o solo gerencia a água intersticial pode ser descrita pela curva de retenção de água. A curva de retenção, também conhecida como curva característica, é a curva que relaciona a quantidade de água presente nos vazios desse solo e a energia necessária para remover essa água, ou seja, a sucção. Essa relação é fundamental para o entendimento dos fenômenos que envolvem o fluxo, a resistência e a compressibilidade dos solos não saturados. Além disso, a curva de retenção de água é tratada como a propriedade mais importante do solo não saturado, uma vez que a curva de retenção pode servir como base para a compreensão da maioria dos processos relacionados aos solos não saturados (MARINHO, 2005; GITIRANA JÚNIOR; MARINHO; SOTO, 2015).

A curva de retenção de água pode ser apresentada de diferentes maneiras, podendo a quantidade de água presente no solo ser representada pelo teor de umidade gravimétrico (w), teor de umidade volumétrico (θ) ou o grau de saturação (S_r), e a sucção pode ser representada pela sucção total ou a matricial, podendo ser em escala linear ou logarítmica. Entretanto, a apresentação da sucção em escala linear não é recomendada, uma vez que não é possível visualizar o comportamento da curva de forma adequada. A apresentação da curva de retenção mais comum é em função do teor de umidade gravimétrico, uma vez que para a aferição do teor de umidade volumétrico é necessário a medição da variação volumétrica do corpo de prova (SAAB, 2016).

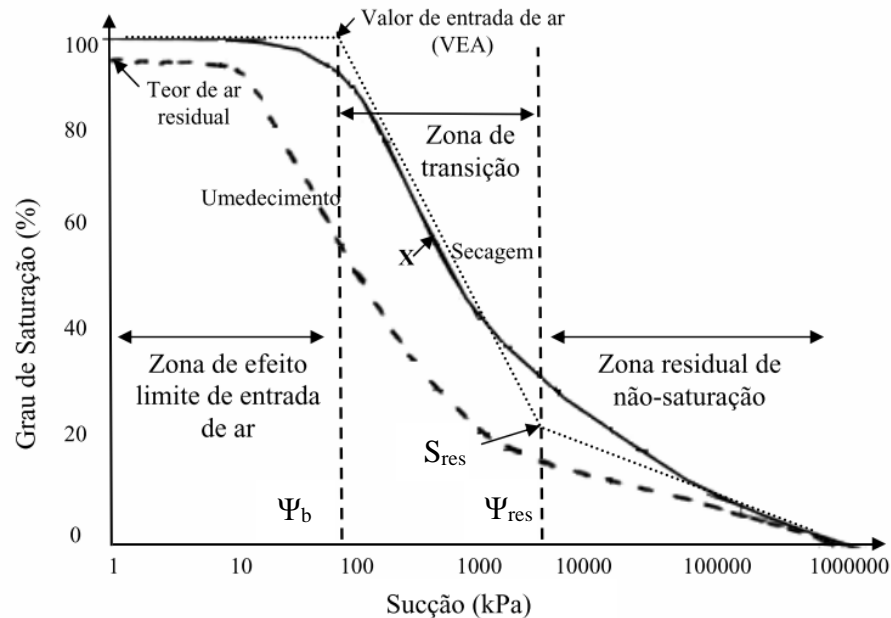
As curvas de retenção de água podem apresentar diferentes formatos dependendo do material, devido principalmente a fatores físicos e eletroquímicos. As curvas podem ser classificadas em unimodais e bimodais (GITIRANA JÚNIOR; MARINHO; SOTO, 2015).

2.4.1 Curva de retenção de água no solo unimodal

As curvas de retenção de água no solo em geral são divididas em partes que possuem significados físicos bem definidos. As curvas unimodais, caracterizadas pelo formato em “S”, apresentam três divisões, representando os estágios de dessaturação, conhecidos como estágio

limite de entrada de ar, estágio de transição e estágio residual de não-saturação, ilustrados pela Figura 2.16 (FEUERHARMEL, 2007).

Figura 2.16 – Curva de retenção de água no solo unimodal



Fonte: Vanapalli et al. (1999, apud FEUERHARMEL, 2007, p.41)

a) Zona de efeito limite de entrada de ar

O primeiro trecho da curva de retenção, a zona saturada, refere-se ao intervalo que inicia em um valor de sucção próximo de zero até a sucção correspondente ao valor de entrada de ar (VEA), que representa o ponto no qual o ar começa a penetrar no maior poro do solo não saturado. Para esse intervalo da curva, o solo encontra-se praticamente na condição saturada, com água capilar sob sucção, no qual o ar presente provavelmente encontra-se na forma de bolhas oclusas, de forma não contínua. Portanto, o comportamento do solo para este trecho pode ser descrito pela Mecânica dos Solos Saturados (FEUERHARMEL, 2007; HAN; VANAPALLI, 2016).

b) Estágio de transição

Para este estágio, no qual tem início a partir do valor de entrada de ar, o solo inicia o processo de dessaturação, no qual o ar entra nos poros de maior dimensão do material e a água

capilar passa a ser drenada para fora do solo, tornando as fases água e ar contínuo. O estágio de transição pode ser dividido em duas partes, a zona de transição primária e secundária, separadas pelo ponto de inflexão da reta, ilustrada pelo ponto X na Figura 2.16. Este estágio compreende até o grau de saturação residual, que representa o estágio no qual a água presente nos poros se torna imóvel dentro da matriz do solo. Nesse caso, o comportamento do solo é descrito pela Mecânica dos Solos Não Saturados (FEUERHARMEL, 2007; HAN; VANAPALLI, 2016).

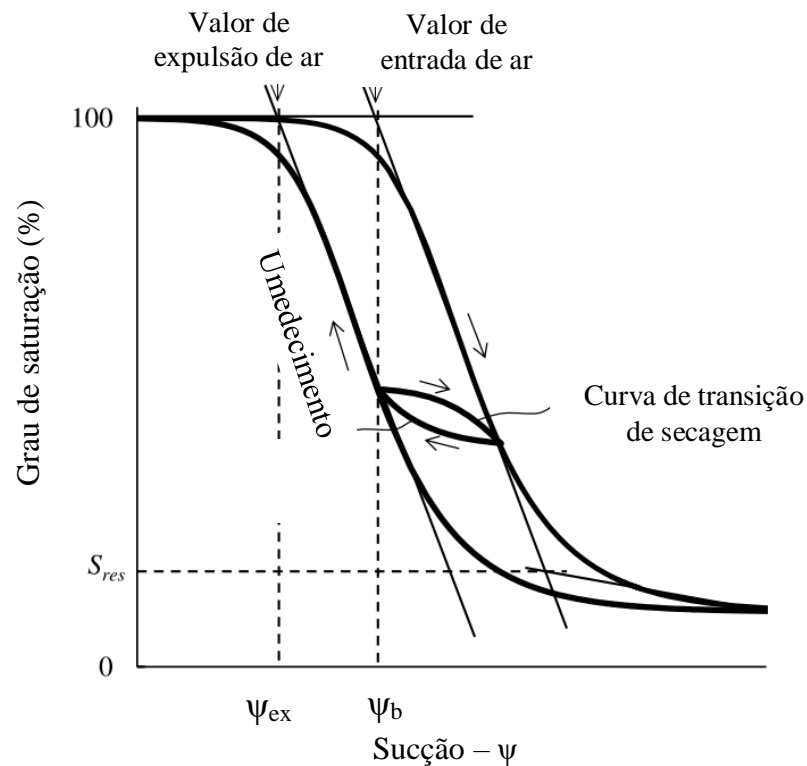
c) Estágio residual de não saturação

O estágio residual de não saturação inicia a partir de valores menores do que o grau de saturação residual, de forma que grandes aumentos de sucção proporcionam variações muito pequenas de teor de umidade, uma vez que a água está concentrada nos microporos, de forma que remoção da água só é possível a partir de valor de sucções expressivas, realizada principalmente por processos de transferência de vapor. Nesse estágio, a água livre no solo se torna descontínua (FEUERHARMEL, 2007; HAN; VANAPALLI, 2016).

Contudo, a relação entre sucção e a quantidade de água presente no solo em uma curva de retenção de água não é única, uma vez que tal relação depende das trajetórias de umedecimento e secagem aplicadas durante o ensaio, conforme ilustrado pela Figura 2.17. Segundo Maqsoud et al. (2012), quando o teor de umidade volumétrico é aumentado de um estado relativamente seco, como nos casos de infiltração de água no solo, a curva de retenção de água pode ser descrita por uma função única. Quanto o teor de umidade volumétrico é diminuído, assim como no caso da evaporação do solo, a curva de retenção também é descrita por uma função única, porém, essas duas funções são distintas uma da outra, de forma que, para uma dada sucção, o valor do teor de umidade volumétrico é menor durante o processo de umedecimento.

Essa diferença entre as trajetórias de secagem e umedecimento é devido ao fenômeno conhecido como histerese. A ocorrência desse fenômeno pode ser atribuída a alguns fatores, como a não uniformidade geométrica dos poros, as diferenças nas conexões espaciais e geometria dos poros durante a secagem e umedecimento, alterações no ângulo de contato entre as fases líquida e sólida, e a presença de ar aprisionado (SHEIN; MADY, 2018).

Figura 2.17 – Histerese na curva de retenção de água no solo



Fonte: Pasha, Khoshghalb e Khalili (adaptado, 2017)

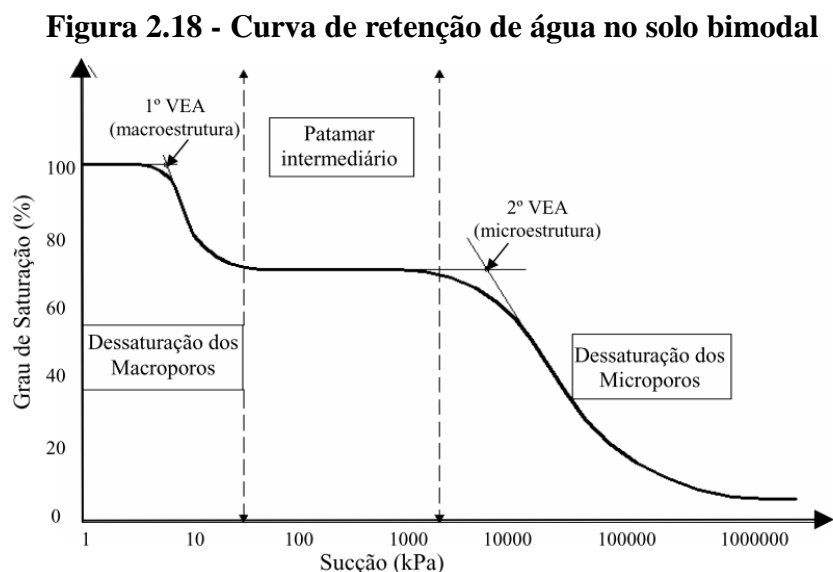
Goh, Rahardjo e Leong (2014) comprovaram a ocorrência deste fenômeno através investigação do comportamento da resistência ao cisalhamento de solos não saturados submetidos à múltiplos ciclos de secagem-umedecimento. Para realizar esta análise, foi realizado uma série de ensaios triaxiais não saturados, na condição drenada e consolidada (CD), em três diferentes misturas de areia e caulim, compactadas no teor de umidade ótimo. Os resultados dos ensaios triaxiais indicaram que as amostras apresentaram uma maior resistência ao cisalhamento durante a trajetória de secagem do que aquela apresentada durante a trajetória de umedecimento, comprovando o efeito da histerese no solo. Além disso, os autores afirmam que a diferença entre as resistências ao cisalhamento entre as trajetórias de secagem e umedecimento são bem mais significativas durante primeiro ciclo do que a diferença encontrada nos ciclos subsequentes. Este efeito também foi observado por Estabragh, Parsaei e Javadi (2015) que, ao realizarem uma investigação experimental do efeito dos ciclos de secagem e umedecimento no comportamento de solos expansivos, concluíram que a histerese diminui gradativamente com o aumento da quantidade de ciclos nos quais as amostras são submetidas.

Através de evidências experimentais, notou-se que o valor do teor de umidade gravimétrico, para uma determinada sucção, é uma função da condição inicial do solo, de forma

que, a partir do primeiro umedecimento do solo seco, pode ser obtida a curva de umedecimento principal. E a curva de secagem principal pode ser obtida através da drenagem do solo completamente saturado. Entretanto, quando o processo de secagem ou umedecimento é revertido enquanto segue as duas principais curvas de histerese, a trajetória tende a seguir as curvas de transição de secagem e umedecimento, respectivamente (MAQSUD et al., 2012).

2.4.2 Curva de retenção de água no solo bimodal

O comportamento de dessaturação de alguns solos, principalmente os residuais e sedimentares encontrados em regiões tropicais e sub-tropicais, que são caracterizados por apresentarem macroestrutura e microestrutura bem definida, com partículas de argilas agregadas de tal forma que se assemelham aos grãos de silte ou areia, não são bem representados pelas curvas unimodais, sendo necessário a introdução das curvas bimodais, que apresentam um formato em “sela”. O formato das curvas bimodais indica que há uma distribuição bimodal dos poros, composto pelos macroporos, formados pelos espaços entres os agregados de argila, e pelos microporos, formados no interior dessas agregações. Desta forma, curvas bimodais são caracterizadas pela presença de dois valores de entrada de ar, um referente à macroestrutura e outro à microestrutura. As curvas bimodais podem ser divididas em três estágios de dessaturação, denominados de estágio de dessaturação dos macroporos, patamar intermediário e estágio de dessaturação dos microporos, conforme apresenta a Figura 2.18 (FEUERHARMEL, 2007).



Fonte: Feuerharmel et al. (2005, apud FEUERHARMEL, 2007)

a) Estágio de dessaturação dos macroporos

Nesse estágio, os macroporos e microporos estão saturados, permanecendo assim até atingir o primeiro valor de entrada de ar (1° VEA), que representa o ponto no qual o ar começa a penetrar nos macroporos do solo. A partir desse ponto, inicia-se a dessaturação da macroestrutura, de forma que o aumento da sucção reduz o grau de saturação. Ao final desse estágio, os macroporos encontram-se dessaturados e a água remanescente apresenta-se no interior dos agregados de argila (FEUERHARMEL, 2007).

b) Patamar intermediário

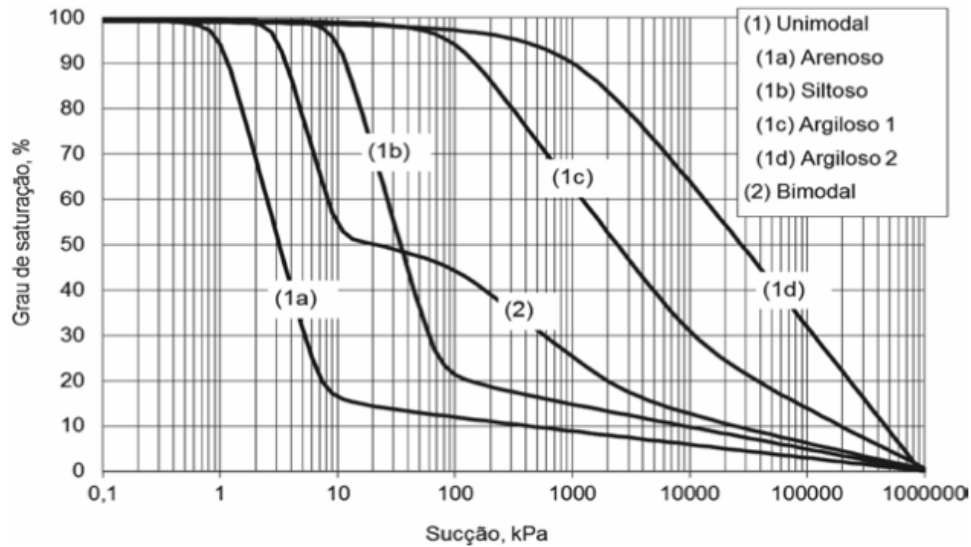
Este estágio é caracterizado pela pouca ou nenhuma variação do grau de saturação com o aumento da sucção. Esse efeito pode ser justificado pela ausência de poros de dimensão intermediária. O final deste estágio é delimitado pelo momento em que o valor da sucção supera a capacidade de retenção de água nos microporos (FEUERHARMEL, 2007).

c) Estágio de dessaturação dos microporos

Esse estágio tem início com valores de sucção próximos ao segundo valor de entrada de ar (2° VEA), referente a entrada de ar nos microporos. A partir desse valor, o incremento de sucção proporciona uma redução gradual do grau de saturação do solo, sendo consequência da remoção da água presente no interior dos agregados da argila. Contudo, a dessaturação dos microporos aparentemente estende-se até a condição residual (FEUERHARMEL, 2007).

Segundo Gitirana Júnior, Marinho e Soto (2015), os solos que apresentam um comportamento bimodal são resultados de diferentes processos genéticos, sendo caracterizados por apresentarem uma distribuição granulométrica descontínua, por possuírem os poros formados por macro e microporos compostos pelas agregações de argila, sendo consequência direta da ação do intemperismo, principalmente da lixiviação do solo, e quando o material é compactado no ramo seco, com baixa energia de compactação. A Figura 2.19 apresenta formatos típicos de curvas de retenção de água no solo, para solos com distribuições de tamanhos de poros unimodal e bimodal.

Figura 2.19 – Formatos típicos de curvas de retenção



Fonte: Gitirana Júnior, Marinho e Soto (2015)

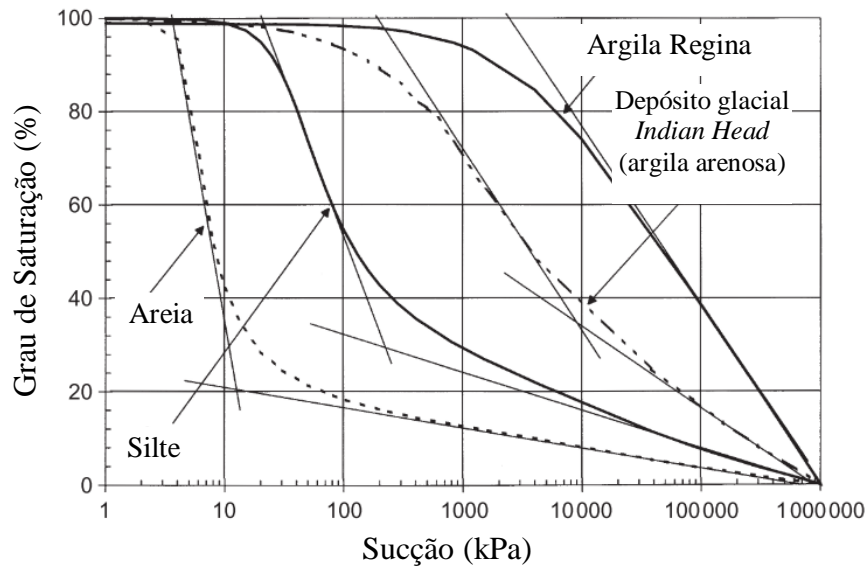
2.4.3 Fatores que influenciam na curva de retenção de água no solo

Amostras de um mesmo solo, apesar de possuírem a mesma textura e mineralogia, podem apresentar curvas de retenção de água no solo distintas, e conseqüentemente, um comportamento hidromecânico diferente. As características que distinguem as curvas de retenção de água no solo são dependentes de diversos fatores, como o tipo do solo, a estrutura do solo (e agregação), energia de compactação, teor de umidade de compactação inicial, história de tensões e índice de vazios (VANAPALLI; FREDLUND; PUFAHL, 2001).

2.4.3.1 Tipo de solo

A curva de retenção de água no solo é influenciada pelo tipo do solo, como apresenta a Figura 2.20. Os solos de granulometria mais grossa, como areias e pedregulhos, apresentam grandes poros interconectados e tendem a perder água mais facilmente com o aumento da sucção. Já os solos mais finos, como as argilas, apresentam poros menores e uma maior capacidade de armazenar água, que está associada às ligações eletrostáticas que podem se desenvolver entre as moléculas de água e a superfície dos argilominerais. Para o silte, é observado um comportamento intermediário entre o da argila e o da areia (FEUERHARMEL, 2007).

Figura 2.20 – Curvas de retenção de água no solo típicas para solos canadenses



Fonte: Vanapalli, Fredlund e Pufahl (2001)

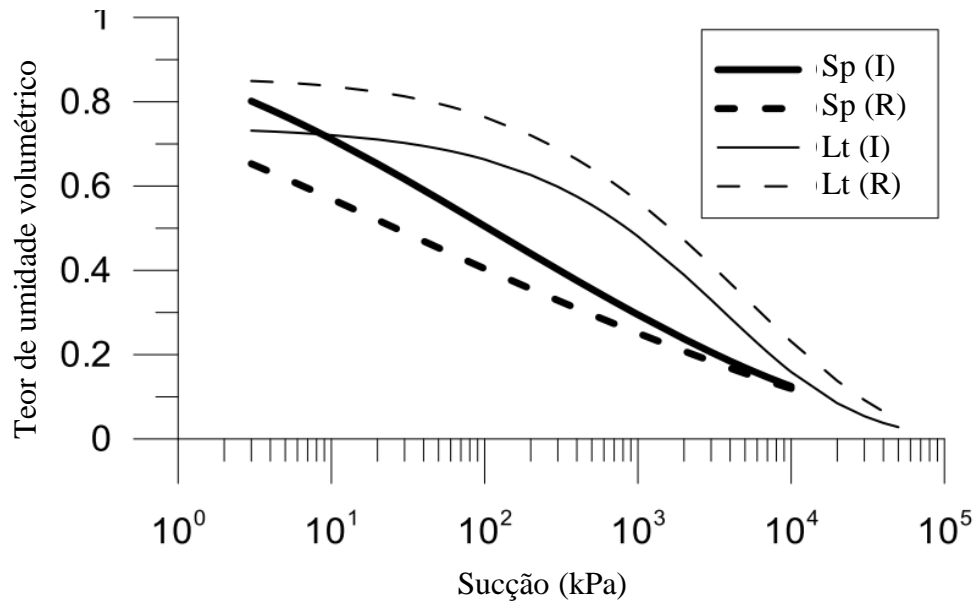
2.4.3.2 Estrutura do solo

O termo estrutura é utilizado comumente para se referir as características do solo que são peculiares ao solo na condição indeformada, como o efeito combinado das partículas, grupo de partículas e do arranjo dos poros, composição e forças entre as partículas, que são completamente alteradas quando o solo é remoldado. Portanto, a investigação dos efeitos da macroestrutura no comportamento do solo pode ser realizada através da análise de amostras de solo indeformada e deformada, no qual essa última deve ser obtida através de remoldagem, compactação ou reconstituição, visando remover os elementos estruturais do solo (HEIDEMANN et al., 2016).

Dessa forma, segundo Heidemann et al. (2016), a estrutura influencia os níveis de sucção mobilizados quando o solo se encontra na condição não saturada, uma vez que a retenção de água no solo depende de fatores como a quantidade, tamanho e distribuição dos poros, textura do solo e a mineralogia. Os autores investigaram essa influência da estrutura nas curvas de retenção de água no solo para dois solos residuais de granito formados em regiões subtropicais, um saprolítico e outro laterítico, através da análise de amostras indeformadas e remoldadas, através de compressão estática de solo desintegrado, com o mesmo índice de vazios e teor de umidade de compactação das amostras indeformadas. As curvas de retenção de água no solo foram obtidas através do método do papel filtro, e são apresentadas na Figura 2.21,

onde são plotadas todas no mesmo espaço e ajustadas utilizando os dados experimentais obtidos durante o processo de secagem e umedecimento.

Figura 2.21 – Curvas de retenção de água no solo ajustadas para as amostras de solo Saprolítico (Sp) e Laterítico (Lt), nas condições indeformadas (I) e remoldadas (R)

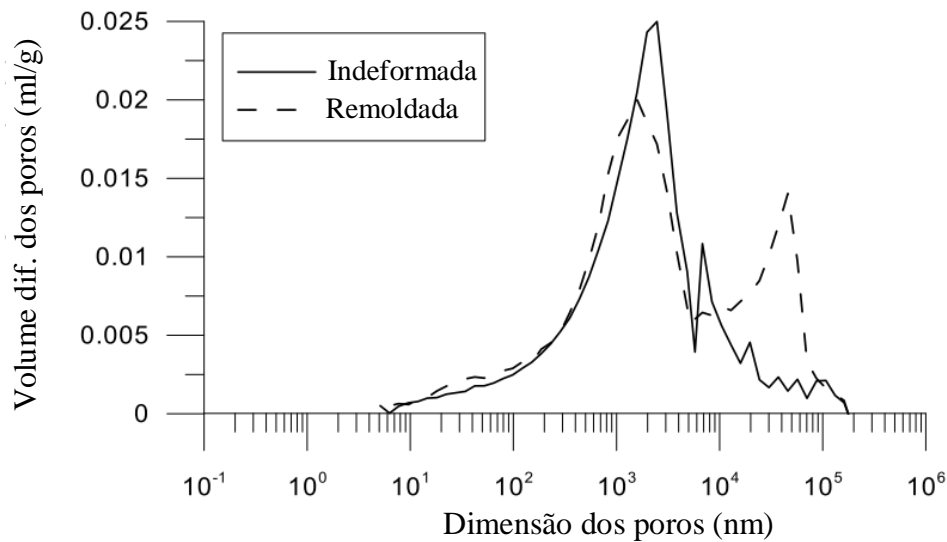


Fonte: Adaptado de Heidemann et al. (2016)

A partir da comparação das curvas obtidas para o solo saprolítico, observa-se que a degradação da estrutura do solo pela remoldagem reduz os níveis de sucção mobilizados. Assim, para um mesmo teor de umidade de compactação, as amostras indeformadas desenvolvem valores de sucção maiores do que as amostras remoldadas. Já para o solo laterítico, é possível observar o desenvolvimento de sucções maiores para as amostras remoldadas do que para as indeformadas. Além disso, os autores afirmam que para o solo laterítico, a avaliação do comportamento deve ser realizada através de um modelo bimodal, devido a existência de micro e macroestrutura bem definida. Outra observação realizada pelos autores é que a sucção mobilizada é proporcional ao teor de finos e ao grau de intemperismo para as amostras indeformadas e remoldadas, com exceção para teores de umidade volumétrica maiores do que 70%, no qual o solo saprolítico apresenta maiores valores de sucção do que o solo laterítico, ao comparar as amostras indeformadas.

Os autores avaliaram também a porosimetria do solo saprolítico, para as amostras indeformadas e remoldadas, através da porosimetria por intrusão de mercúrio. A Figura 2.22 apresenta a distribuição da dimensão dos poros para o solo saprolítico nas condições indeformadas e remoldada.

Figura 2.22 – Distribuição da dimensão dos poros para as amostras de solo saprolítico



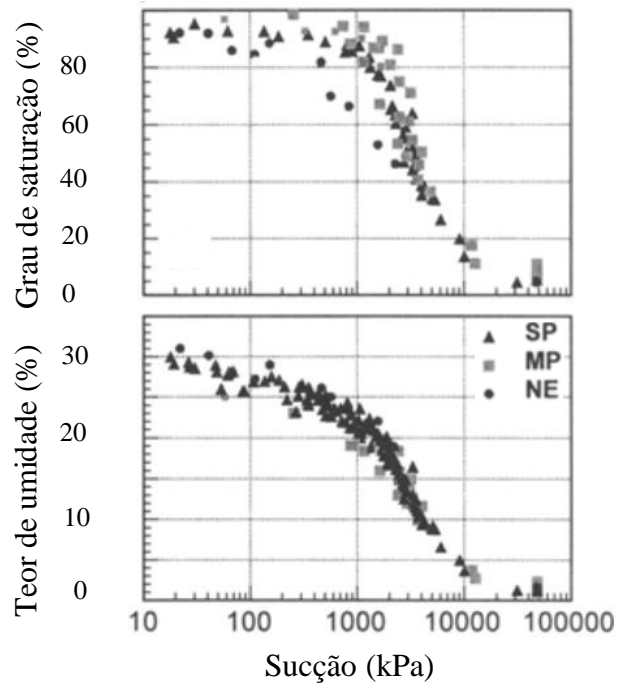
Fonte: Adaptado de Heidemann et al. (2016)

A partir das análises realizadas, os autores observaram que, mesmo apresentando um mesmo índice de vazios, densidade e umidade, as amostras remoldadas apresentaram uma configuração de poros diferentes em relação às indeformadas. As amostras remoldadas apresentaram poros maiores, e, portanto, as sucções medidas são menores do que em relação as amostras indeformadas, comportamento este justificado pelas alterações na estrutura do solo causadas pelo processo de remoldagem.

2.4.3.3 Energia de compactação

De acordo com Marinho e Stuermer (2000), a energia de compactação influencia diretamente a curva de retenção de água no solo, uma vez que a energia de compactação afeta também a relação entre o índice de vazios e a quantidade de água, afetando conseqüentemente a relação entre o índice de vazios e a sucção. Os autores chegaram a esta conclusão através da obtenção das curvas de retenção de água no solo, através do método do papel filtro, de amostras de um solo residual de gnaiss, compactadas com três energias diferentes: energia normal (SP), energia modificada (MP) e energia abaixo da normal (NE). A Figura 2.23 apresenta as curvas de retenção de água no solo obtidas para as amostras compactadas sob diferentes energias.

Figura 2.23 – Curvas de retenção de água no solo para diferentes energias de compactação



Fonte: Adaptado de Marinho e Stuermer (2000)

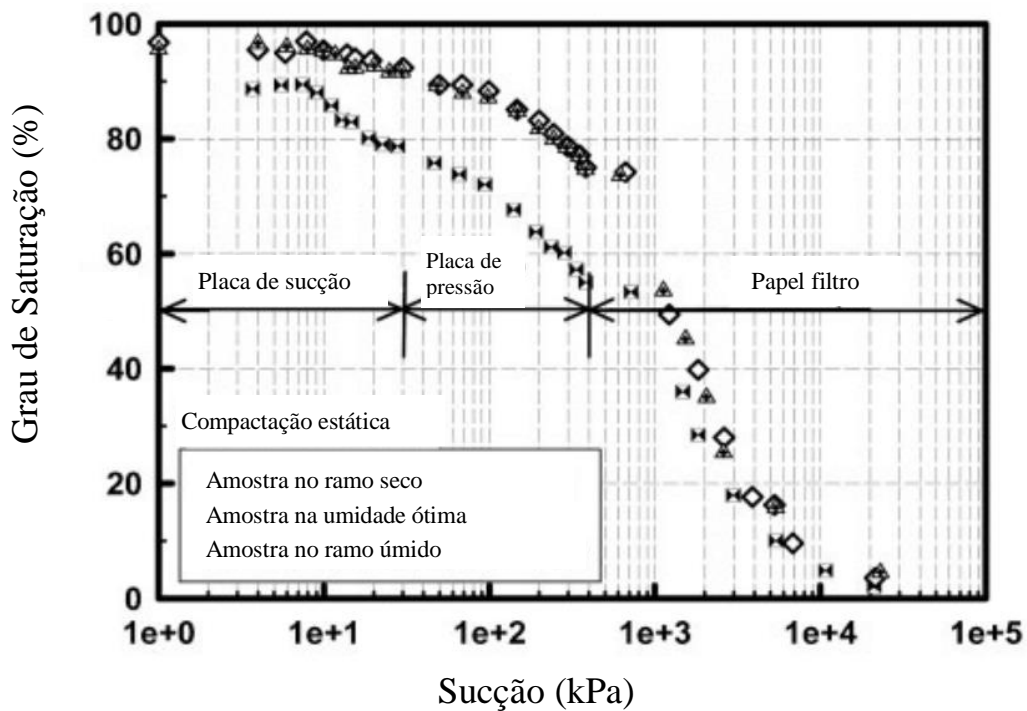
A partir da obtenção das curvas, observou-se que, quanto maior a energia de compactação, maior o grau de saturação para valores de sucção menores do que o valor de entrada de ar. A partir do valor de entrada de ar do solo, as curvas para todas as energias de compactação se tornam praticamente única, devido ao fato da distribuição do tamanho dos poros saturados ser igual. Além disso, os autores observaram que a energia de compactação influencia o valor de entrada de ar do solo, apresentando valores próximos a 500, 1000 e 2000 kPa para as amostras compactadas com energia abaixo do normal, normal e modificada, respectivamente. Após o valor de entrada de ar, o comportamento de todas as amostras são praticamente o mesmo. O teor de umidade residual é atingido para valores de sucção próximos a 15.000 kPa, com um grau de saturação residual de aproximadamente 2% para as três curvas.

2.4.3.4 Teor de umidade inicial

Marinho et al. (2013) analisaram a influência do teor de umidade inicial, aliada a estrutura do solo, na curva de retenção de água no solo, e conseqüentemente no comportamento da resistência ao cisalhamento, através de diversos ensaios de compressão não confinada e ensaios triaxiais com teor de umidade constante (CW), utilizando amostras de solo residual

coletadas do Campus da Universidade de São Paulo, compactadas na energia Normal, e em três teores de umidade de compactação inicial diferentes – no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido. A Figura 2.24 apresenta as curvas de retenção de água no solo para as amostras compactadas para os três teores de umidade inicial, obtidas através da utilização da placa de sucção, placa de pressão e do papel filtro.

Figura 2.24 – Curva de retenção de água no solo para as amostras compactadas com diferentes teores de umidade



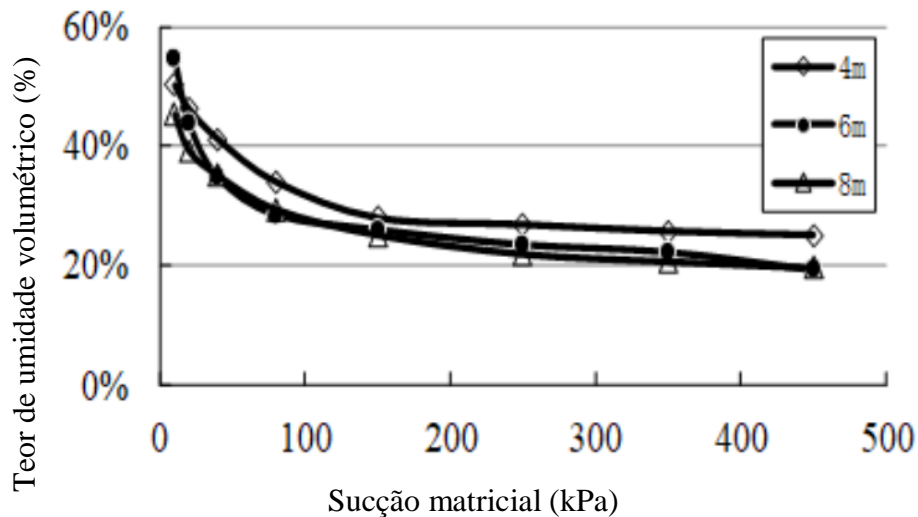
Fonte: Adaptado de Marinho et al. (2013)

A partir das curvas apresentadas, observa-se que a curva para as amostras compactadas no ramo seco apresentam uma taxa de dessaturação maior em relação as amostras compactadas na umidade ótima e no ramo úmido, que por sua vez apresentam comportamento semelhante, sugerindo que a estrutura do solo é relativamente igual para ambos. Os autores também observaram que o comportamento da resistência ao cisalhamento é fortemente influenciado pela diferença de teor de umidade de compactação inicial.

2.4.3.5 História de tensões

Segundo Zhong, Wang e Liu (2018), a história de tensões é um dos fatores que mais influenciam a curva de retenção de água no solo. Para investigar essa influência da história de tensões, os autores analisaram amostras de solos de diferentes profundidades de um mesmo ponto de coleta, uma vez que, apesar dessas amostras apresentarem propriedades físicas semelhantes, diferentes profundidades representam diferentes histórias de tensões das amostras de solo. A Figura 2.25 apresenta as curvas de retenção de água para amostras coletadas nas profundidades de 4, 6 e 8 m.

Figura 2.25 – Curva de retenção de água no solo para as amostras diferentes profundidades



Fonte: Adaptado de Zhong, Wang e Liu (2018)

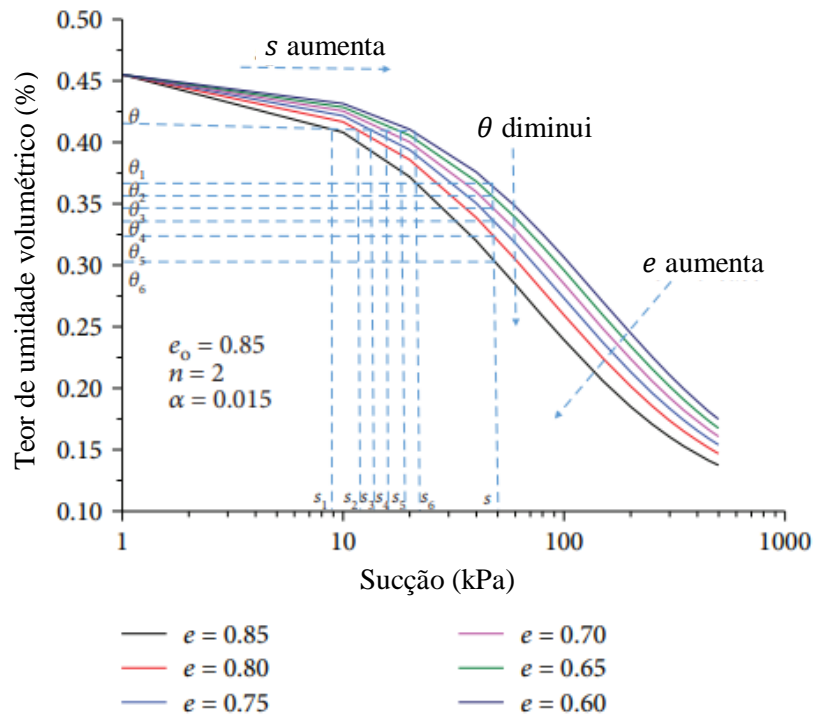
A partir das análises realizadas, os autores observaram que à medida em que a profundidade aumenta, o valor de entrada de ar aumenta e o teor de umidade residual diminui, devido à uma maior tensão de pré-adensamento provocar na amostra de solo uma maior compactação e uma redução do tamanho dos poros, dificultando a movimentação da água.

2.4.3.6 Índice de vazios

Zhang et al. (2019) investigaram a influência do índice de vazios na curva de retenção de água no solo através da obtenção das curvas, utilizando câmara de pressão, de amostras de

loesse remoldadas com diferentes índices de vazios. A Figura 2.26 reúne as curvas características obtidas para as amostras de diferentes índice de vazios.

Figura 2.26 – Curvas de retenção de água no solo para amostras de diferentes índices de vazios



Fonte: Adaptado de Zhang et al. (2019)

Através da análise das curvas, os autores observaram que com o aumento do índice de vazios ocorreu uma diminuição no teor de umidade volumétrica e aumento na sucção, principalmente após o valor de entrada de ar, ou seja, quanto maiores os poros, mais fácil se torna a movimentação da água, sendo necessário uma menor quantidade de energia para deslocá-la.

2.4.4 Modelos de ajuste para as curvas de retenção de água no solo

Os dados experimentais obtidos em laboratório referentes à curva de retenção de água do solo podem gerar funções matemáticas, fundamentais para a representação gráfica ou modelagem numérica da curva de retenção. Diversas equações foram propostas para representar o modelo matemático da curva de retenção, com destaque para as equações de van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994), desenvolvidas para solos formados em regiões de clima

temperado, ou seja, para solos com comportamento unimodal. Baseado na equação deste último, Chai e Khaimook (2020) propuseram um modelo para prever a curva de retenção de água no solo utilizando propriedades básicas e de fácil medição do solo, como a permeabilidade saturada (k_s), a distribuição do tamanho dos grãos e o índice de plasticidade (IP). Este modelo foi verificado aplicando-o em nove curvas características, diferentes das utilizadas para a elaboração do modelo. Os resultados apontaram previsões melhores do que as fornecidas pelos modelos existentes, e os autores sugerem que o modelo seja utilizado para estimar a trajetória de secagem da curva característica preliminar do solo.

Entretanto, para solos que não apresentam comportamento unimodal, como os tropicais, que, devido a existência da macro e microestrutura, apresentam comportamento bimodal, as curvas unimodais se tornam não aplicáveis. Desta forma, alguns modelos de ajuste próprios para curvas bimodais foram propostos, e esses modelos podem ser classificados, segundo Wijaya e Leong (2016), em três tipos de abordagens diferentes. A primeira abordagem é o tratamento dessas curvas por partes, no qual a curva bimodal é separada em duas curvas unimodais, correspondente aos macro e microporos, no qual o ponto de união dessas curvas é arbitrariamente determinada. Cada curva unimodal apresenta um ajuste de curva, e apresenta como vantagem uma otimização dos parâmetros mais simples e rápida. Nessa abordagem, alguns autores propuseram diferentes equações de ajuste, como Wilson, Jardine e Gwo (1992) e Burger e Shackelford (2001).

A segunda abordagem considera uma fração da abordagem do volume total, assim, a porosidade total é separada em frações de macro e microporos, dessa forma, é possível descrever uma equação contínua para a curva bimodal, mas a otimização dos parâmetros devem ser realizada simultaneamente. Nessa abordagem, alguns autores propuseram diferentes equações de ajuste, como Durner (1994), Mallants et al. (1997) e Zhang e Chen (2005).

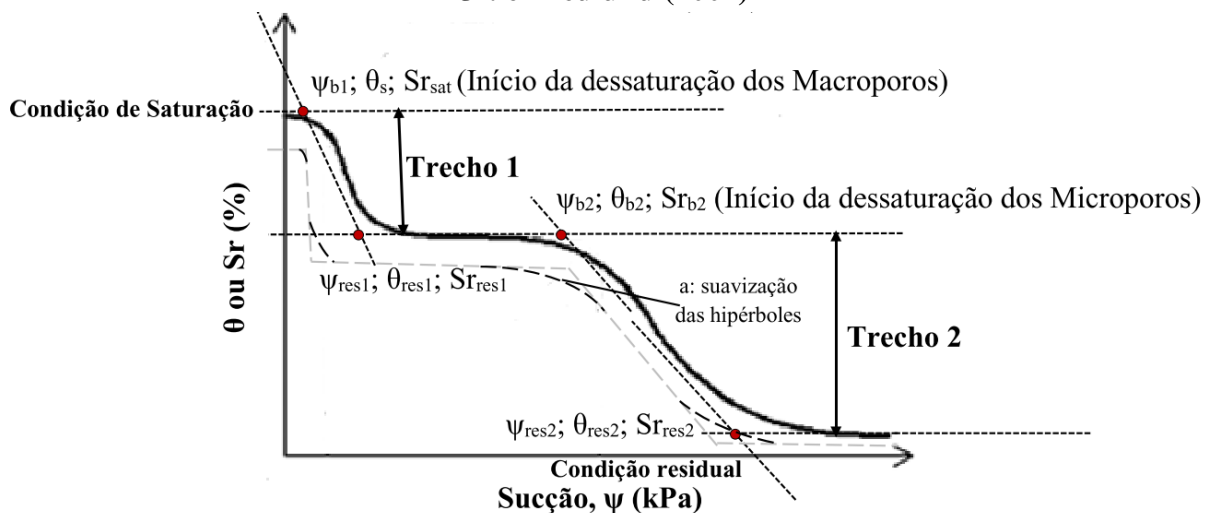
A terceira abordagem incorpora alguns parâmetros determinados graficamente para reduzir a quantidade de parâmetros necessária para a determinação da curva de ajuste. Dentre os modelos de ajuste para essa abordagem, as que mais se destacam são as propostas por Gitirana Jr. e Fredlund (2004), Satyanaga et al. (2013) e Li, Li e Zhang (2014). Wijaya e Leong (2016) propuseram uma equação para as curvas unimodais e bimodais, que possibilita que todos os parâmetros sejam determinados graficamente, sem a necessidade de quaisquer procedimentos de ajuste de curva. Para esta pesquisa, apenas o modelo de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) será abordado mais aprofundadamente.

As equações de ajuste propostas por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) foram desenvolvidas para representar tanto curvas unimodais, quanto bimodais, podendo ser ajustadas para diversos

tipos de solos, apresentando como diferencial a utilização de parâmetros representados por propriedades bem definidas dos solos não saturados. Os parâmetros de ajustes utilizados são o valor de entrada de ar, a sucção residual o grau de saturação residual e um parâmetro que controla a suavidade da curvatura (a).

O modelo da curva bimodal necessita de quatro hipérbolas, delineada por cinco assíntotas, como ilustra a Figura 2.27, definidas pelas coordenadas $(0, 1)$, $(\psi_{b1}, 1)$, (ψ_{res1}, S_{res1}) , (ψ_{b2}, S_b) , (ψ_{res2}, S_{res2}) e $(10^6, 0)$. A equação de ajuste e as equações auxiliares propostas por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) – Equações 2.5 a 2.11, são apresentadas no Anexo A.

Figura 2.27 – Parâmetros de ajuste para curvas bimodais do modelo de Gitirana Jr. e Fredlund (2004)



Fonte: Oliveira (2019)

2.4.5 Métodos de determinação da curva de retenção de água no solo

As curvas de retenção podem ser obtidas através da determinação da sucção matricial ($u_a - u_w$), que pode ser realizada de maneira direta ou indireta. Os métodos diretos consistem naqueles no qual a poropressão negativa da água é medida, uma vez que a poropressão do ar, componente da sucção matricial, geralmente é atmosférica. Por outro lado, os métodos indiretos são aqueles no qual a poropressão negativa da água é estimada a partir de correlações envolvendo propriedades ou parâmetros do solo. Contudo, ao lançar mão de métodos indiretos, faz-se necessário a calibração do equipamento de medição para a realização da determinação da sucção matricial do solo. A Tabela 2.1 reúne os principais métodos para medir a sucção, e

consequentemente, determinar a curva de retenção do solo (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012).

Tabela 2.1 – Métodos para determinação da sucção do solo

| Método | Sucção Medida | Intervalo (kPa) | Observações |
|---------------------------------------|---|------------------------|--|
| Psicrômetro termopar | Total | 100 – 8.000 | Necessário que a temperatura ambiente seja constante |
| Papel filtro | Total | 1 – 100.000 | Possível realizar a medição da sucção matricial quando em bom contato com o solo úmido |
| Tensiômetros | Poropressões negativas ou sucção matricial quando a poropressão do ar é atmosférica | 0 - 90 | Dificuldades com a cavitação e a difusão do ar através da cápsula cerâmica |
| Placa de pressão (translação de eixo) | Matricial | 0 – 1.500 | A gama de medição é uma função do valor da pedra porosa de alto valor de entrada de ar |
| Sensores térmicos de condutividade | Matricial | 10 – 1.500 | Medição indireta utilizando sensor cerâmico de variação de tamanho do poro |
| Espremedor de fluidos dos poros | Osmótica | Gama completa | Utilizado em conjunto com a medição de psicrômetros ou condutividade elétrica |

Fonte: Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012)

Para este estudo, o ensaio de placa de pressão – câmara de pressão de Richards – foi o método escolhido para obter a curva de retenção de água do solo analisado.

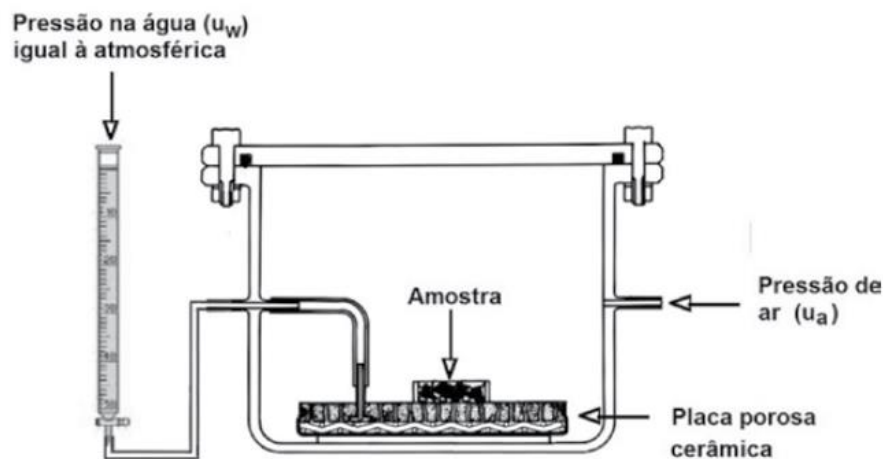
2.4.5.1 Câmara de pressão de Richards (placa de pressão)

A placa de pressão é um equipamento utilizado para se obter a curva de retenção de água do solo que é capaz de superar certas limitações encontradas em outros equipamentos, como a placa de sucção e os tensiômetros, no qual apresentam limitações relacionadas ao

controle ou medição de pressões negativas, devido à cavitação. A placa de pressão é capaz de superar essa adversidade uma vez que consegue realizar a translação de eixo, isto é, consegue aplicar uma mudança do referencial de pressão de ar, elevando artificialmente a pressão do ar existente nos poros, e conseqüentemente aumentando a pressão na água a um valor acima do zero absoluto, mas mantendo sempre a mesma diferença entre a pressão do ar e a pressão da água ($u_a - u_w$), que representa justamente a sucção matricial do solo (MARINHO, SOTO E GITIRANA JR., 2010)

O equipamento da placa de pressão, conhecido como “panela de Richards”, consiste em uma câmara hermeticamente fechada, com uma placa porosa de alta pressão de entrada de ar no seu interior, permitindo assim o controle da sucção pela translação de eixo. A Figura 2.28 apresenta um esquema do equipamento de placa de pressão.

Figura 2.28 – Esquema ilustrativo do equipamento de placa de pressão



Fonte: Marinho, Soto e Gitirana Jr. (2010)

A câmara de pressão apresenta um duto por onde é possível aplicar uma pressão de ar no interior da câmara, de tal forma que, ao se aplicar a pressão de ar desejada, a água do corpo de prova é expulsa através da pedra porosa rumo à bureta. A pedra porosa de alto valor de entrada de ar tem como característica o bloqueio da passagem de ar, impossibilitando a perda do ar sob pressão no interior da câmara, desde que a pressão de entrada de ar não seja atingida.

Marinho, Soto e Gitirana Jr. (2010) consideram que o ensaio de placa de pressão possui um limite prático de sucção matricial de cerca de 1500 kPa, devido a capacidade dos materiais cerâmicos que constituem a placa porosa de alto valor de entrada de ar. Outro fator que deve ser considerado como limitante é o tempo de equilíbrio, uma vez que quanto maior o valor de

entrada de ar do elemento poroso, menor será o tamanho dos seus poros e menor será a sua permeabilidade, resultando em tempos cada vez maiores para se atingir o equilíbrio.

As pressões de ar aplicadas no interior da câmara são gradativamente crescentes para a trajetória de secagem. Os autores sugerem que sucções com valores aproximadamente dobrados a cada estágio apresentam uma distribuição relativamente uniforme. Para cada estágio de sucção, a água do corpo de prova é expulso para o reservatório, até atingir o equilíbrio, podendo ser identificado por meio da constância de massa do corpo de prova ou pelas medições na bureta.

Com a aplicação de diferentes pressões de ar no interior da câmara, e conseqüentemente diferentes sucções geradas pela variação da umidade dos corpos de prova, é possível plotar a curva de retenção de água do solo.

2.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

A resistência ao cisalhamento dos solos não saturados pode ser analisada por, basicamente, duas vertentes: uma baseada no equacionamento de tensões efetivas e a outra nas variáveis de estado de tensão. Para o primeiro caso, uma das primeiras e mais conhecidas equações propostas para definir a tensão de cisalhamento de solos não saturados foi proposta por Bishop et al. (1960), a partir da substituição da tensão efetiva no critério de ruptura de Mohr-Coulomb pela equação de tensões efetivas para solos não saturados proposta pelo mesmo.

$$\tau' = c' + [(\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w)] \operatorname{tg} \phi' \quad (2.5)$$

Onde:

τ' = tensão de cisalhamento efetiva;

c' = intercepto de coesão efetivo;

σ = tensão normal total;

u_a = pressão no ar dos vazios do solo;

u_w = pressão na água dos vazios do solo;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo;

χ = parâmetro depende do tipo do solo e do grau de saturação

O parâmetro χ proposto por Bishop é apresentado como uma função da história prévia de umedecimento e secagem do solo, do grau de saturação e do tipo do material. O valor deste

parâmetro varia entre 0, para solos secos, e 1, para solos completamente saturados. Nesse último caso, a equação proposta do Bishop torna-se a equação de Mohr-Coulomb para solos saturados (VANAPALLI, 2010).

Por outro lado, Fredlund (1973) demonstrou que o estado de tensões de um solo não saturado pode ser definido através das variáveis de estado de tensão $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$. Qualquer par dessas variáveis são independentes, uma vez $(\sigma - u_a) + (u_a - u_w) = (\sigma - u_w)$. Para descrever o estado de tensões do solo, pode ser utilizado qualquer par das variáveis de tensões citadas acima. Quando ocorre a saturação do solo, a sucção é anulada, isto é, diferença entre a pressão do ar e a pressão da água se torna nula, de forma que $u_a = u_w$ e $\sigma - u_a = \sigma - u_w$, retornando para a equação de Terzaghi de tensões efetivas. Posteriormente, Fredlund et al. (1978) propôs uma equação para a determinação da resistência ao cisalhamento, para solos não saturados, baseado no conceito de variáveis de tensão (CAMPOS; MOTTA, 2015).

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)_f \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \phi^b \quad (2.6)$$

Onde:

$(\sigma_n - u_a)_f$ = tensão normal líquida na ruptura;

$(u_a - u_w)_f$ = sucção mátrica na ruptura;

ϕ^b = contribuição à resistência ao cisalhamento devido a sucção mátrica

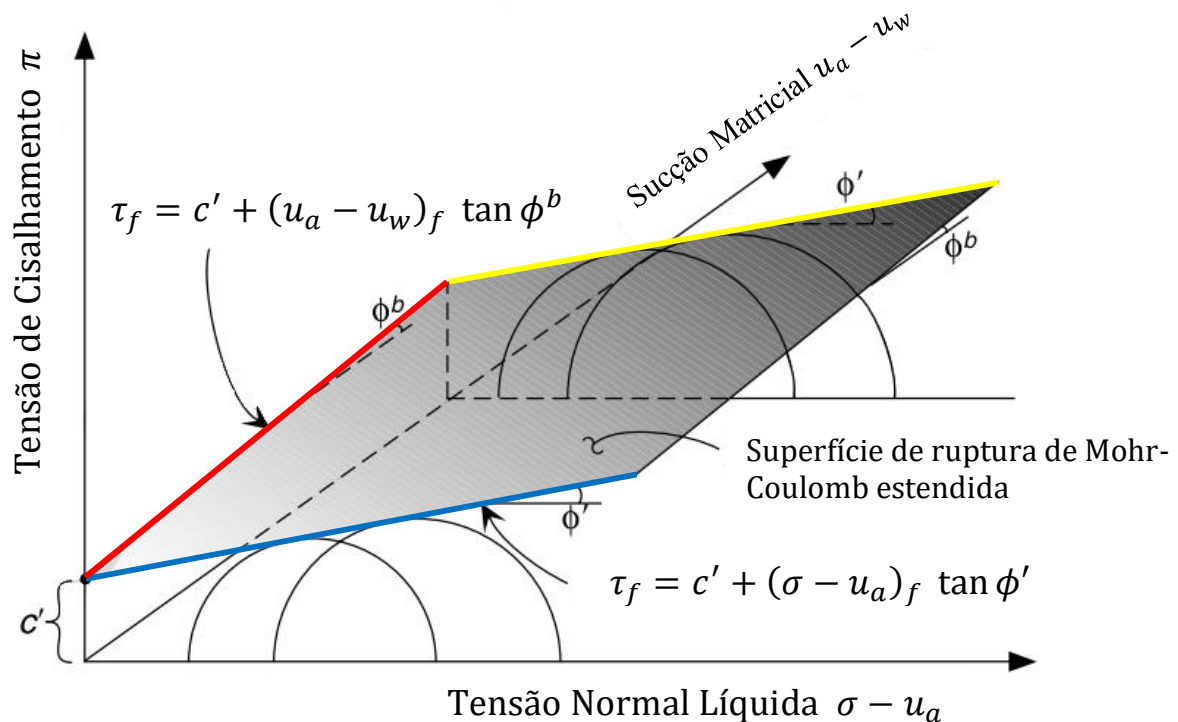
Apesar de possuírem formulações conceituais diferentes, pode-se admitir que as propostas de Fredlund et al. (1978) e a de Bishop et al. (1960) resultam em equações de resistência equivalentes, de forma que:

$$\operatorname{tg} \phi^b = \chi \operatorname{tg} \phi' \quad (2.7)$$

A Equação (2.6) define uma superfície plana, conhecida como envoltória de resistência estendida de Mohr-Coulomb, no qual a envoltória é tangente aos círculos de Mohr, representando a ruptura do solo, conforme ilustra a Figura 2.29. A envoltória de resistência para solos não saturados pode ser representada de forma tridimensional, no qual a ordenada é representada pela tensão de cisalhamento τ , contando com contribuições do intercepto de coesão efetivo c' , e a abcissa é representada pelas duas variáveis de estado de tensão, a tensão normal líquida $(\sigma - u_a)$ e a sucção matricial $(u_a - u_w)$, no qual as contribuições para a

resistência ao cisalhamento proporcionadas por essas variáveis são caracterizadas pelos ângulos de atrito ϕ' e ϕ^b , respectivamente. A envoltória de resistência frontal, no plano $\tau \times (\sigma - u_a)$, é a mesma envoltória para o solo na condição saturada, de forma que a sucção matricial é igual a zero. Nesse caso, o eixo $(\sigma - u_a)$ se transforma em $(\sigma - u_w)$ no plano frontal, desde que a pressão de ar se torne igual a pressão de água na saturação (GAN; FREDLUND; RAHARDJO, 1988).

Figura 2.29 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb estendida para solos não saturados

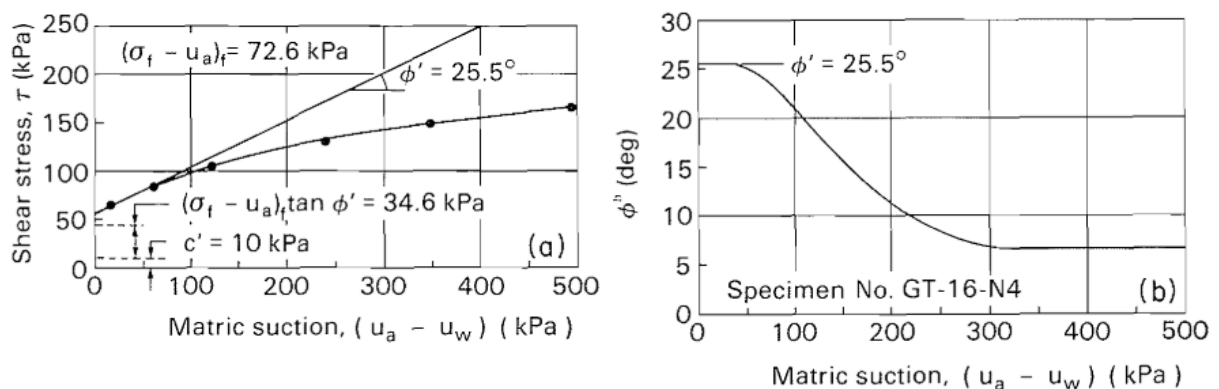


Fonte: Lu e Likos (adaptado, 2004)

Inicialmente, através da envoltória de resistência estendida de Mohr-Coulomb, a resistência ao cisalhamento é apresentada possuindo um comportamento linear. Esse comportamento foi observado por Fredlund et al. (1978), que, ao analisar um conjunto de dados relatados por Bishop et al. (1960), detectou uma envoltória de ruptura plana através da curva tensão de cisalhamento x variáveis de estado de tensão independentes. Contudo, o acúmulo de publicações de dados experimentais relacionados à resistência ao cisalhamento não saturado tem apresentado uma significativa não linearidade na contribuição da sucção matricial na resistência ao cisalhamento (Gan, 1986; Escario e Sáez, 1986; Fredlund et al. 1987; Gan, Fredlund e Rahardjo, 1988; Marinho et al., 2013; Oliveira e Marinho (2015); Patil et al. 2017).

Gan, Fredlund e Rahardjo (1988) comprovaram esse comportamento através de ensaios de cisalhamento direto, com diversos estágios, em amostras de solos de depósitos glacial compactados, nas condições saturadas e não saturadas, utilizando a técnica de translação de eixo para os ensaios realizados com amostras não saturadas. O objetivo dos ensaios em solos não saturados era determinar o parâmetro de resistência ao cisalhamento ϕ^b , e para isso, os ensaios foram realizados mantendo a tensão normal líquida a um valor constante, variando a sucção matricial em uma faixa de 0 a 500 kPa. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto para as amostras não saturadas apresentaram uma não linearidade significativa da envoltória de ruptura em relação a sucção matricial, como ilustra a Figura 2.30.

Figura 2.30 – Envoltória de ruptura para a amostra de solo de depósito glacial compactada. (a) Envoltória de ruptura no plano τ x $(u_a - u_w)$; (b) Valores de ϕ^b correspondentes.



Fonte: Gan, Fredlund e Rahardjo (1988)

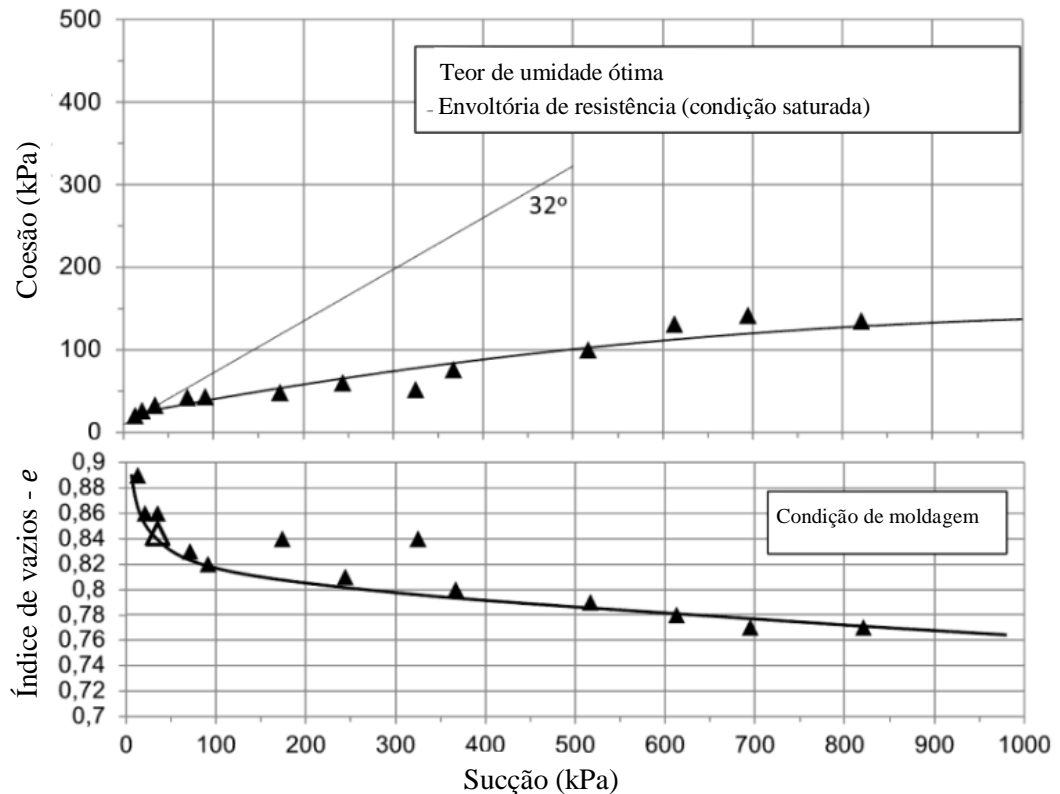
Para valores de sucção matricial próximos de zero, o ângulo ϕ^b apresenta valor igual ao ângulo de atrito interno ϕ' , obtido durante o ensaio realizado com a amostra saturada - 25,5° - contudo, passa a diminuir significativamente para valores de sucção matricial na faixa de 50 a 100 kPa, e passa a apresentar um valor quase constante, variando entre 5° e 10°, quando a sucção matricial ultrapassa o valor de 250 kPa.

Esse aumento de resistência ao cisalhamento não linear pode ser atribuído à dessaturação do solo a medida que a sucção aumenta, dependendo da estrutura e da agregação do solo.

Oliveira e Marinho (2015) também observaram o comportamento não linear da resistência ao cisalhamento em função da sucção através da realização de ensaios de compressão não confinada em amostras de solo residual de gnaiss compactadas, na energia Normal, nas três diferentes regiões da curva de compactação – ramo seco, umidade ótima e

ramo úmido, de forma que seja possível obter três estruturas distintas para o mesmo solo. A Figura 2.31 apresenta o comportamento da coesão e do índice de vazios em função da sucção para a umidade ótima. A linha presente no gráfico da coesão representa o valor da coesão da envoltória de resistência obtida nos ensaios triaxiais na condição saturada.

Figura 2.31 – Coesão e índice de vazios em função da sucção para amostras moldadas na umidade ótima



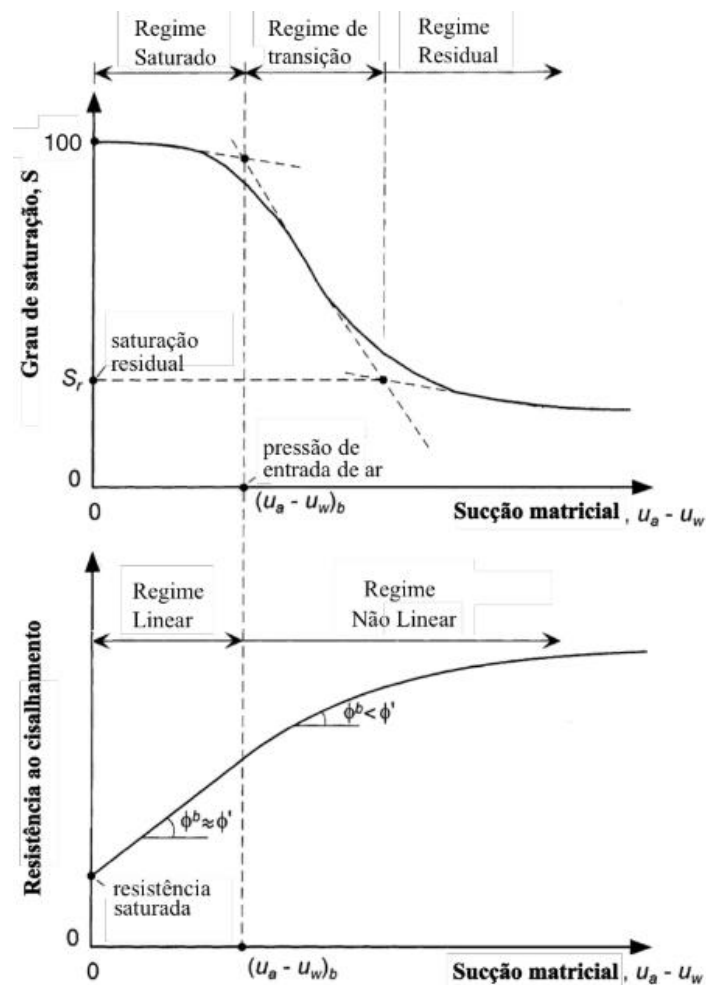
Fonte: Oliveira e Marinho (adaptado, 2015)

Para os três teores de umidade de compactação, a coesão pode ser dividida em três intervalos. O primeiro intervalo corresponde ao intervalo de sucção entre 0 e 50 kPa, apresentado um comportamento linear, com inclinação equivalente ao ângulo de atrito efetivo ($\phi_b = \phi'$), indicando que, em relação ao aumento da resistência ao cisalhamento, a sucção é tão efetiva quanto a tensão de confinamento efetiva. O segundo intervalo corresponde ao intervalo entre 50 kPa. O segundo intervalo corresponde até valores de sucção equivalentes a 1000 kPa, no qual é observado que o aumento da resistência ao cisalhamento em função da sucção apresenta um comportamento não linear e menor do que o ângulo de atrito efetivo ($\phi_b < \phi'$). O terceiro intervalo corresponde a valores de sucção maiores do que 1000 kPa, no qual a sucção não apresenta influência significativa na resistência ao cisalhamento ($\phi_b = 0$), de

forma que o aumento da sucção não provoca alterações significativas no índice de vazios, isto é, no volume do corpo de prova (OLIVEIRA; MARINHO, 2015; PECAPEDRA, 2016).

A Figura 2.32 apresenta uma relação típica entre a curva de retenção de água no solo e a resistência ao cisalhamento em função da sucção (GAN; FREDLUND; RAHARDJO, 1988; LU; LIKOS, 2004)

Figura 2.32 – Relação entre a curva de retenção de água no solo e a resistência ao cisalhamento



Fonte: Vanapalli et al. (1996, apud PECAPEDRA, 2016, p.70)

Na Figura 2.32 é possível observar que, enquanto o solo é mantido na condição saturada, o princípio de tensões efetivas de Terzaghi ainda é válido, ou seja, há um aumento linear na resistência ao cisalhamento a medida que a sucção matricial aumenta até o valor da pressão de entrada de ar. A partir deste ponto, a medida que o solo perde umidade e a sucção matricial aumenta até o início do regime residual, trecho correspondente a maior taxa de dessaturação da

amostra, a variação da resistência ao cisalhamento ocorre de forma não linear (VANAPALLI et al., 1996).

Desta forma, diversos autores propuseram equações de resistência ao cisalhamento não saturada considerando esta não linearidade.

2.5.1 Resistência ao cisalhamento não saturada não linear

Nesse contexto, diversos autores desenvolveram modelos para prever a resistência ao cisalhamento não saturada, considerando a contribuição não linear da sucção matricial, em função da curva de retenção de água no solo, uma vez que a determinação experimental da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados geralmente é oneroso e requer um tempo relativamente alto. Dentre os modelos propostos, alguns são baseados na curva de retenção de água no solo e propriedades de classificação do solo, como os modelos propostos por Vanapalli et al. (1996), Fredlund et al. (1996), Oberg e Salfors (1997), Khalili e Khabbaz (1998), Bao et al. (1998) e Goh et al. (2010), e outros são baseados na curva de retenção e na resistência na sucção residual, como os modelos de Rassam e Cook (2005) e Vilar (2006). Dentre os modelos de previsão da resistência ao cisalhamento propostos, os que apresentam maior relevância, para esta pesquisa, são os modelos de Fredlund et al. (1996), Vanapalli et al. (1996), Khalili e Khabbaz (1998) e Vilar (2006). Para todos esses modelos, é necessário a obtenção dos parâmetros efetivos do solo na condição saturada, seja através de ensaios triaxiais ou cisalhamento direto.

2.5.1.1 Modelo de Fredlund et al. (1996)

Para representar essa relação não linear entre a resistência ao cisalhamento e a sucção matricial, Fredlund et al. (1996) modificaram a Equação 2.12, utilizando um parâmetro de ajuste κ .

$$\tau = [c' + (\sigma - u_a) \tan \phi'] + (u_a - u_w) \left[(\Theta^\kappa) (\tan \phi') \right] \quad (2.8)$$

Onde:

Θ = teor de umidade volumétrica normalizada, razão entre a umidade volumétrica (θ) e a umidade volumétrica de saturação (θ_s), estimadas pela curva de retenção ajustada;

κ = parâmetro de ajuste

A primeira parte da equação corresponde a resistência ao cisalhamento para o solo na condição saturada, quando a poropressão do ar (u_a) é igual a poropressão da água (u_w), e varia em função da tensão normal, e dos parâmetros efetivos de resistência do solo (c' e ϕ'), que são constantes e obtidos através de ensaios triaxiais ou cisalhamento direto em condição saturada. A segunda parte da equação é referente a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento do solo, que pode ser estimada através da curva de retenção da água no solo (VANAPALLI et al., 1996).

Garven e Vanapalli (2006) relacionaram o parâmetro de ajuste (κ) com o índice de plasticidade do solo (IP) através de diversos experimentos em diferentes tipos de solos. A relação é dada pela seguinte equação:

$$\kappa = -0,0016 (IP)^2 + 0,0975 (IP) + 1 \quad (2.9)$$

2.5.1.2 Modelo de Vanapalli et al. (1996)

O modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) utiliza a curva de retenção de água no solo plana, e é baseada na equação para a determinação da resistência ao cisalhamento de Fredlund et al. (1978), fundamentado no conceito de variáveis de tensão. Neste modelo, a resistência ao cisalhamento para um solo não saturado, para qualquer valor de sucção, e sem considerar o parâmetro de ajuste (κ), é dado pela seguinte equação:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[(\tan \phi') \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \right] \quad (2.10)$$

Onde:

θ_s = teor de umidade volumétrico na condição saturada;

θ_r = teor de umidade volumétrico residual

A Equação (2.10) também pode ser escrita em termos do grau de saturação:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[(\tan \phi') \left(\frac{S - S_r}{100 - S_r} \right) \right] \quad (2.11)$$

Onde:

S_r = grau de saturação residual

2.5.1.3 Modelo de Khalili e Khabbaz (1998)

Khalili e Khabbaz (1998) propuseram um modelo no qual a resistência ao cisalhamento é determinada em função da sucção, utilizando o parâmetro de tensão efetiva χ apresentado por Bishop (1959), presente na Equação (2.5). Esse modelo apresenta como dados de entrada o valor de entrada de ar, obtido a partir da curva de retenção de água nos solos, e os parâmetros efetivos, que podem ser obtidos através de ensaios triaxiais ou de cisalhamento direto realizados em amostras de solos na condição saturada. Neste modelo, quando o valor da sucção for menor do que o valor de entrada de ar, o solo é considerado saturado, ou seja, o parâmetro de tensão efetiva χ é igual a 1 quando $(u_a - u_w) < (u_a - u_w)_b$. Por outro lado, para valores de sucção que sejam maiores do que o valor de entrada de ar, ou seja, quando $(u_a - u_w) \geq (u_a - u_w)_b$, a parcela da sucção na resistência ao cisalhamento sofre uma redução através do parâmetro χ que passa a ser definido por uma relação entre a sucção e a sucção de entrada de ar, determinada após os autores analisarem 14 casos publicados na literatura, cuja a potência é um expoente de $-0,55$, apresentando um erro de cerca de 10% e uma correlação de 0,94 (PECAPEDRA; OLIVEIRA, 2016).

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0,55} \quad (2.12)$$

Pecapedra e Oliveira (2016) analisaram o comportamento do modelo de Khalili e Khabbaz (1998) ao ser utilizado na previsão da resistência ao cisalhamento de solos tropicais brasileiros, como os solos residuais de diabásio, granito e gnaisse, compactados sob diferentes teores de umidade de compactação. Para tal, a resistência não saturada foi obtida através de ensaios de compressão simples, com a sucção inicial dos corpos de prova determinada através da técnica do papel filtro, e os parâmetros efetivos na condição saturada foram determinadas através de ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais.

A partir dos dados obtidos nos ensaios, aplicou-se o modelo de Khalili e Khabbaz (1998) para os interceptos de coesão obtidos pela projeção dos pontos experimentais no plano da resistência ao cisalhamento em função da sucção. Para a aplicação do modelo, considerou-se valores de sucção de até 1000 kPa e que o ângulo de atrito permanece constante, mesmo com o aumento da sucção. Os autores constataram que o modelo aplicado não se ajusta bem a todos os pontos experimentais, sendo necessário a reavaliação da relação do parâmetro χ e a sucção normalizada. A relação que melhor se ajusta aos dados experimentais dos solos estudados é definida como uma potência de expoente igual a - 0,50. Além disso, constatou-se que deve ser utilizado a sucção correspondente ao início da dessaturação como valor da sucção da entrada de ar.

2.5.1.4 Modelo de Vilar (2006)

O modelo proposto por Vilar (2006) consiste na utilização de uma equação hiperbólica para descrever o comportamento da resistência ao cisalhamento em função da sucção de um solo não saturado. Este modelo baseia-se no conceito de variáveis de tensões, proposto por Fredlund et al. (1978), e foi elaborado através da observação de que uma equação hiperbólica apresenta um bom ajuste aos dados obtidos experimentalmente para vários solos. O autor tem obtido êxito em utilizar esse modelo para prever a resistência ao cisalhamento não saturada de alguns solos brasileiros (Röhm e Vilar, 1995; Teixeira e Vilar, 1997; Machado e Vilar, 1998). Uma característica deste modelo é a não utilização de dados da curva de retenção de água do solo, sendo necessário apenas os parâmetros efetivos obtidos de amostras saturadas e os resultados de apenas um conjunto de ensaios realizados em amostras secas ao ar, ou resultados de uma amostra ensaiada com sucção controlada (VILAR, 2006).

O modelo baseia-se no formato típico da curva de retenção de água no solo, no qual é considerado que o solo apresenta um comportamento saturado para valores de sucção menores do que o valor de entrada de ar. Desta forma, a coesão total do solo, isto é, a soma da coesão efetiva e da coesão devida a sucção do solo, é determinada pela seguinte equação hiperbólica:

$$c = c' + \frac{(u_a - u_w)}{a + b(u_a - u_w)} \quad (2.12)$$

Onde:

a, b = parâmetros de ajuste

De acordo com Vilar (2006), assume-se que a inclinação da envoltória de resistência ao cisalhamento é equivalente a tangente do ângulo de atrito efetivo (ϕ') a medida que a sucção tende a zero, de forma que:

$$\frac{d c}{d (u_a - u_w)|_{\psi \rightarrow 0}} = \frac{1}{a} = \tan \phi' \quad (2.13)$$

Outra consideração realizada, segundo o mesmo autor, é não haver uma variação significativa na resistência ao cisalhamento do solo para valores de sucção maiores do que a sucção residual, de forma que, a coesão correspondente a resistência atingida pelo solo seco ao ar (c_{ult}) consiste em um valor constante e equivalente a:

$$\lim_{\psi \rightarrow \infty} c = c_{ult} = c' + \frac{1}{b} \quad (2.14)$$

Contudo, quando a resistência final não é atingida, o modelo pode ser aplicado utilizando um valor de coesão máxima (c_m) correspondente ao maior valor de sucção (ψ_m) encontrado na envoltória de resistência (PECAPEDRA, 2016). Para tal, se faz necessário realizar uma modificação no parâmetro de ajuste (b), de forma que:

$$b = \frac{1}{c_{medido} - c'} - \frac{a}{\Psi_{medido} \tan \phi'} \quad (2.15)$$

2.5.1.5 Modelo de Satyanaga e Rahardjo (2019)

Satyanaga e Rahardjo (2019) propuseram uma equação para estimar a resistência ao cisalhamento não saturado de solos com curvas característica bimodais. A equação proposta foi baseada na equação de Fredlund et al. (1978) (Equação 2.12). Para o desenvolvimento dessa equação, foi considerado o modelo físico que descreve os diferentes estágios de dessaturação do solo, já apresentados anteriormente pela Figura 2.18, no qual é possível observar a existência de quatro estágios diferentes – zona de dessaturação dos macroporos, patamar intermediário, zona de dessaturação dos microporos e a zona residual. Portanto, o comportamento de ϕ_b ao

longo da curva de característica é considerado. Adicionalmente, a equação proposta apresenta como vantagem o tratamento de uma transição suave entre as resistências ao cisalhamento saturado e não saturado. A equação geral para a resistência ao cisalhamento bimodal é apresentada da seguinte forma:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + VEA_1] \tan \phi' + [2(u_a - u_w) - VEA_1 - VEA_2] \tan(b\phi') + [VEA_2 - (u_a - u_w)] \tan(k\phi') \quad (2.16)$$

Onde:

Para $(u_a - u_w) > VEA_1 \rightarrow b = k = 1$;

Para $VEA_1 < (u_a - u_w) < VEA_2 \rightarrow b = k$;

$b = \phi_b / \phi'$ para a zona do patamar intermediário;

$k = \phi_b / \phi'$ para a zona de dessaturação dos microporos

Para avaliar a aplicabilidade da equação proposta, os autores ensaiaram diversas misturas com diferentes porcentagens de areia média e kaolin grosso, compactados estaticamente. As curvas de retenção de água no solo foram obtidas através da combinação dos resultados obtidos da utilização de um Temple Cell, realizando medições para sucções de até 100 kPa, e de placas de pressão de 5 e 15 bar, para sucções de até 500 e 1500 kPa, respectivamente. Diversos ensaios triaxiais consolidado drenado (CD) com medições de poropressão de água foram realizados. Adicionalmente, foram analisados alguns solos estudados por outros autores, como Coutinho, Silva e Lafayete (2011) e Rahardjo et al. (2011) que incluem solos na condição indeformada e solos residuais com diferentes porcentagens de areia, silte e argila. A performance da equação foi avaliada através do erro relativo médio, que deve ser inferior a 10%.

A partir de todas essas análises, os autores determinaram que o parâmetro k deve ser definido da seguinte forma:

$$k = b + q \left[\log \frac{(u_a - u_w)}{VEA_2} \right]^f \quad \text{para } (u_a - u_w) > VEA_2 \quad (2.17)$$

Onde b, p e f são parâmetros de ajuste. O parâmetro b está diretamente relacionado com o limite de liquidez (LL), enquanto o parâmetro q está relacionado a densidade total do solo ρ , e o parâmetro f está relacionado com o desvio padrão da segunda sub-curva da curva de retenção s_2 .

$$b = 5 \exp(-0,047LL) \quad (2.18)$$

$$q = 0,752\rho - 1,12 \quad (2.19)$$

$$f = 0,088 \exp(0,83s_2) \quad (2.20)$$

2.5.2 Pesquisas relacionadas à análise da influência da sucção matricial na resistência ao cisalhamento de solos não saturados

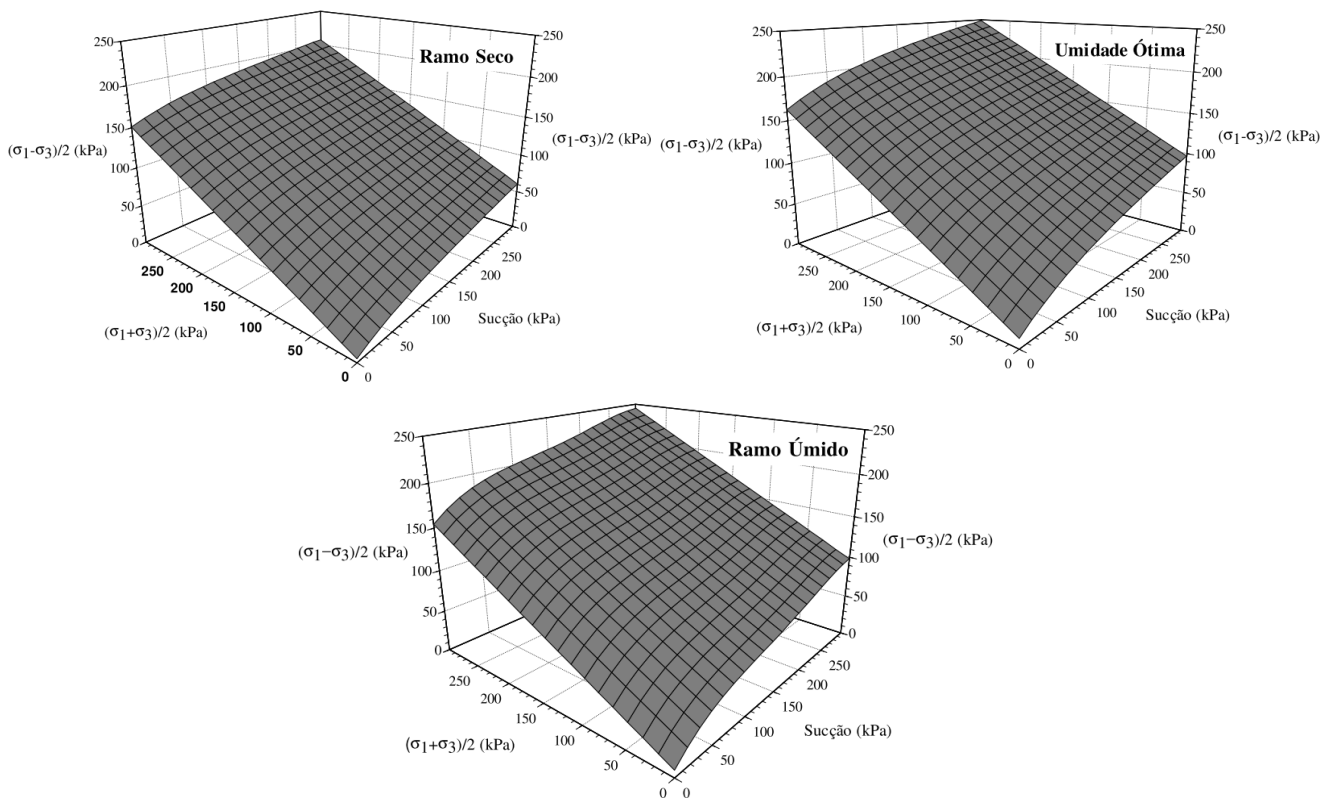
Este item reúne algumas pesquisas nacionais e internacionais sobre o tema de resistência ao cisalhamento de solos não saturados, apresentando os principais componentes dos trabalhos e as conclusões relevantes.

Cokca, Erol e Armangil (2004) analisaram o efeito do teor de umidade de compactação na resistência ao cisalhamento de uma argila não saturada. Para tal, os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo foram obtidos através da realização de ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova compactados no ramo seco, umidade ótima, ramo úmido e uma inundada. A sucção e a relação entre sucção e teor de umidade de compactação foram obtidas através da utilização de um psicrômetro termo-par. Através dos resultados obtidos, os autores notaram que a argila compactada no ramo seco se comporta como um solo granular, e que o ângulo de atrito diminui e a coesão aumenta à medida que o teor de umidade de compactação se aproxima do teor de umidade ótimo. Além disso, os autores afirmam que a imersão da amostra não provocou alterações significativas no ângulo de atrito das amostras moldadas no teor de umidade ótimo, por outro lado, a coesão da amostra diminui em quase três vezes após ser inundada.

Oliveira (2004) investigou o comportamento da resistência ao cisalhamento e as propriedades de retenção de água de um solo residual de gnaiss, compactado, coletado do campo experimental de geotecnia da Universidade de São Paulo, no estado não saturado. Para a análise, foram escolhidos três teores de umidade de compactação, referentes ao ramo seco, umidade ótima e ramo úmido. A partir dessas amostras, foram realizados ensaios triaxiais na

condição saturada (CAU e CD), e uma grande quantidade de ensaios triaxiais na condição não saturada, com teor de umidade constante (CW), nos quais foram realizados com medição de sucção através da utilização de um tensiômetro de alta capacidade (TAC). Com base nos resultados obtidos, determinou-se as variações dos valores de resistência ao cisalhamento em função da sucção, para diferentes pressões confinantes, possibilitando a elaboração das superfícies de ruptura para os três teores de umidade de compactação, apresentadas na Figura 2.33, sendo observado que as superfícies de ruptura obtidas para as amostras compactadas na umidade ótima e no ramo úmido são semelhantes, enquanto as amostras moldadas no ramo seco apresentam resistências menores, se tornando mais evidente a medida que a sucção aumenta.

Figura 2.33 – Superfícies de ruptura correspondentes às três condições de moldagem



Fonte: Oliveira (2004)

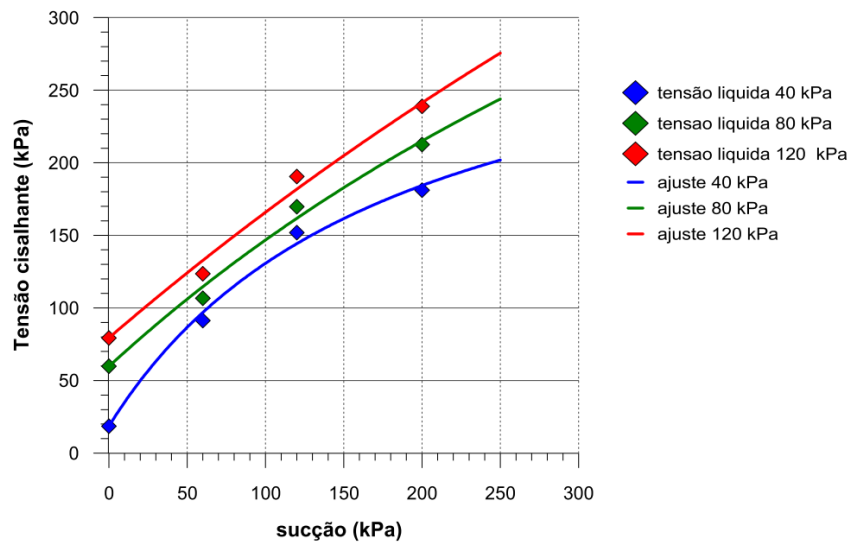
Por fim, utilizaram-se os resultados dos ensaios triaxiais com teor de umidade de constante (CW) para analisar a aplicabilidade dos modelos propostos por Vanapalli et al (1996) e Khalili e Khabbaz (1998). Desta forma, o autor constatou que o modelo proposto por Vanapalli et al (1996) apresenta boa aplicabilidade apenas para os valores da sucção medidas

com o tensiômetro no momento da ruptura do corpo de prova. Já o modelo proposto por Khalili e Khabbaz (1998) não apresentou boa aplicabilidade para os ensaios realizados nesta pesquisa.

Georgetti (2010) analisou a resistência ao cisalhamento de um solo arenoso compactado não saturado através de ensaios de compressão triaxial, sendo que, para as amostras saturadas, foram realizados os ensaios do tipo consolidado drenado (CD) e consolidado não drenado (CU), de forma que os resultados obtidos foram combinados e utilizados para traçar a envoltória de resistência comum em termos de tensão efetiva. Já para as amostras não saturadas, foram realizados ensaios de compressão triaxial com sucção controlada, com teor de umidade constante (CW), e as curvas de tensão-deformação foram representadas pela diferença de tensões principais. E a partir das diferentes representações dessas curvas, foi possível definir superfícies planares de resistência no espaço tensão x sucção x resistência, nas quais foi possível observar pequenas variações no ângulo de atrito relacionado à sucção e na coesão. Além disso, os métodos de previsão de resistência de Khalili e Khabbaz (1998) e Vilar (2006) foram verificados para o solo estudado, no qual o primeiro não apresentou ajuste satisfatório aos dados experimentais, enquanto o modelo de Vilar (2006) apresentou maior concordância a esses dados.

Caso (2014) investigou as características de resistência não saturada de um solo coluvionar e um solo saprolítico de Tinguá – RJ. Nessa pesquisa, o autor analisou a influência da sucção na resistência ao cisalhamento, determinou-se as envoltórias de resistência ao cisalhamento na condição não saturada e avaliou a influência dos ciclos de secagem e umedecimento na resistência do solo. Os solos estudados foram submetidos a ensaios de caracterização granulométrica e mineralógica, e a curva de retenção de água do solo foi obtida através do método do papel filtro. As amostras saturadas foram então submetidas a ensaios de cisalhamento direto, e as não saturadas foram submetidas a ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, possível a partir de modificações realizadas no equipamento. A partir dos resultados obtidos, obteve-se as envoltórias de resistência, apresentadas na Figura 2.34, e os parâmetros de resistência do solo não saturado, e realizou-se a plotagem da superfície 3D da envoltória que relaciona a resistência do solo, a sucção e a tensão.

Figura 2.34 – Envoltória de resistência não saturada no plano tensão cisalhante vs. Sucção matricial do solo residual jovem.



Fonte: Caso (2014)

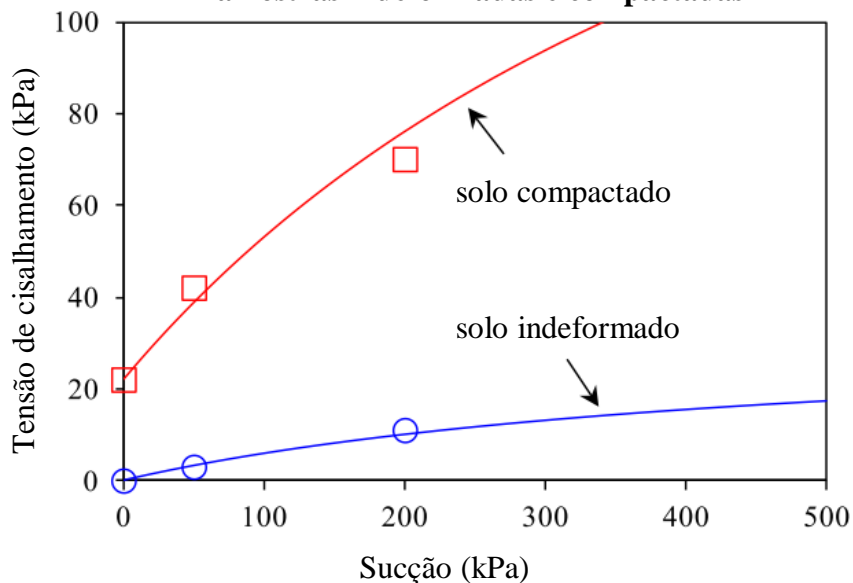
É possível observar um evidente acréscimo de resistência ao cisalhamento com o aumento da sucção, e que o ângulo ϕ^b apresentou valores superiores ao ϕ' para valores de sucção abaixo de 200 kPa.

Fagundes e Rodrigues (2015) analisaram a resistência ao cisalhamento de um solo tropical – areia argilosa laterítica não saturada, através de ensaios de compressão triaxial drenada (CD) com diferentes valores de sucção e tensão confinante, visando analisar a influência destes na resistência ao cisalhamento do solo. Com o objetivo de avaliar o comportamento mecânico do solo analisado sob diferentes densidades, foram ensaiadas amostras indeformadas e compactadas.

Os ensaios realizados em solos não saturados foram conduzidos em dois grupos distintos. No primeiro grupo, os ensaios foram realizados com controle de sucção, no qual as amostras indeformadas e compactadas foram saturadas e levadas à câmara de Richards, sendo aplicada sucções de 50 kPa e 200 kPa. Após o equilíbrio da sucção, as amostras foram carregadas no ensaios triaxial, as sucções foram aplicadas novamente às amostras e, durante as etapas de aplicação das tensões de confinamento e de cisalhamento, as pressões de água e de ar foram mantidas constantes. Já para o segundo grupo, os ensaios foram realizados com amostras secas ao ar, sem controle de sucção, sendo este determinada através do método do papel filtro. Os valores médios obtidos para as amostras indeformadas e compactadas foram 33 MPa e 23 MPa, respectivamente (FAGUNDES; RODRIGUES, 2015).

A partir dos parâmetros de resistência obtidos para cada caso, foi possível observar que o aumento da coesão em função da sucção não apresenta um comportamento linear, e sim um comportamento hiperbólico. A Figura 2.35 apresenta as curvas hiperbólicas para estimar as resistências ao cisalhamento para o solo estudado, nas condições indeformadas e compactadas, em função da sucção.

Figura 2.35 – Curva hiperbólicas para estimar a resistência ao cisalhamento das amostras indeformadas e compactadas



Fonte: Fagundes e Rodrigues (adaptado, 2015)

Dessa forma, os autores concluíram que, para o solo tropical laterítico estudado, a resistência ao cisalhamento apresenta um aumento hiperbólico com o aumento da sucção, tanto para as amostras indeformadas quanto para as compactadas. Outra observação realizada pelos autores foi a evidente melhoria da resistência ao cisalhamento devido à combinação entre a sucção e a compactação do solo.

Rosone, Farulla e Ferrari (2016) analisaram a resistência ao cisalhamento de uma argila escamosa compactada, provinda da Sicília, no sul da Itália, sob diversas condições de saturação, visando quantificar os efeitos da sucção na resistência ao cisalhamento da argila escamosa, na condição compactada e não saturada. As amostras utilizadas foram compactadas dinamicamente com teores de umidade menores que a ótima, isto é, com teor de umidade no ramo seco. Além disso, foi realizado uma investigação complementar a fim de analisar a evolução da microestrutura da argila compactada ao longo das variações de sucção. Essa análise foi realizada através da combinação da porosometria por intrusão de mercúrio e microscópio eletrônico de varredura.

Os ensaios foram realizados utilizando um equipamento triaxial, analisando amostras de solo não saturado com sucção controlada e trajetória de tensões e amostras saturadas através de ensaios de compressão triaxial consolidado drenado (CD). O controle da sucção do ensaio foi possível devido a utilizada da técnica de translação de eixo, no qual o valor de sucção desejado foi aplicado mantendo constante o valor da pressão do ar no topo da amostra e variando a pressão da água na base da amostra através de duas pedras porosas de alto valor de entrada de ar, com 500 e 1500 kPa. A resistência ao cisalhamento da argila escamosa, na condição compactada e não saturada, foi investigada através de ensaios de compressão triaxial, com sucção controlada, drenada e consolidada isotropicamente, variando a tensão confinante entre 50 e 200 kPa e sucção matricial entre 50 e 500 kPa. As amostras foram submetidas à diferentes trajetórias de tensão antes de iniciar com a tensão desviatória. Em todos os ensaios, a ruptura ocorreu sob sucção constante, na condição drenada. A envoltória de resistência foi traçada para cada valor de sucção, e a melhor aproximação indica valores de ângulo de atrito variando entre 20° e 22°, com intercepto de coesão aumentando conforme o aumento da sucção, sendo este estimado através da seguinte função hiperbólica:

$$c = c' + \frac{s}{\cot \varphi' + \frac{s}{c^*}} \quad (2.21)$$

Onde:

c' = intercepto de coesão saturado;

s = sucção;

φ' = ângulo de atrito interno;

c^* = parâmetro de ajuste

Para demonstrar a importância de se considerar o grau de saturação dos macroporos durante a análise da resistência ao cisalhamento, em termos de tensão efetiva de um solo não saturado, as tensões de ruptura foram plotadas em um gráfico, de forma que a melhor aproximação do parâmetro χ de Bishop é quando este assume o valor do grau de saturação evolutivo nos macroporos. Desta maneira, torna-se possível analisar a coesão em função da sucção, sendo que a coesão desaparece devido à dessaturação do solo. Além disso, devido à histerese, para um mesmo valor de sucção, diferentes contribuições à resistência ao cisalhamento do solo foram observadas. Os autores afirmam ainda que, para a argila analisada,

é possível obter uma correlação satisfatória através uma abordagem mais simples, assumindo que o índice de microporos não seja variável.

Pecapiedra (2016) avaliou a influência da sucção na resistência ao cisalhamento de dois solos residuais, de granito e de diabásio, típicos de Florianópolis, através da utilização de amostras compactadas em três diferentes condições iniciais de moldagem. As curvas de retenção da água foram obtidas para cada uma dessas condições, através do método do papel filtro. Para a determinação da resistência ao cisalhamento do solo, foram realizados os ensaios de cisalhamento direto, consolidado e drenado (CD) na condição inundada, para determinar a coesão efetiva e o ângulo de atrito, e em seguida, os ensaios de cisalhamento simples para cada condição de moldagem, submetidos a diferentes valores de sucção.

Baseado no resultados obtidos, nota-se que as amostras moldadas na umidade ótima apresentaram valores de resistência ao cisalhamento superiores em relação ao ramo seco e ao ramo úmido, no qual ambos apresentaram comportamentos semelhantes. Por outro lado, ao analisar o comportamento da resistência em função do aumento da sucção, observa-se um aumento de resistência rápido e linear para valores de sucção de até 50 kPa, no qual, a partir deste ponto, a influência da sucção na resistência diminui, de forma que o aumento da resistência ocorre a uma taxa menor ($\phi^b < \phi'$), propendendo a apresentar crescimentos quase nulos, até aproximadamente 600 kPa e 1000 kPa, para os solos residuais de diabásio e granito, respectivamente. Para valores de sucção superiores a estes, o aumento da resistência se perpetua para os dois solos a uma taxa de crescimento $\phi^b < \phi'$.

Adiante, analisaram-se os modelos de previsão da resistência ao cisalhamento para os solos tropicais não saturados ensaiados, propostos por Vanapalli et al. (1996), Khalili e Khabbaz (1998) e Vilar (2006). Dentre os modelos analisados, o modelo de previsão de Vilar (2006) foi o que obteve a melhor representação.

Oliveira et al. (2016) analisaram o comportamento mecânico de um solo residual de gneisse, compactado no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido, com o objetivo de investigar a influência da estrutura do solo no desenvolvimento da sucção nas amostras durante os ensaios. E para tal, foram realizados ensaios triaxiais com teor de umidade constante (CW), e a sucção matricial foi medida através de um tensiômetro de alta capacidade. Os resultados sugerem que a variação da sucção matricial do solo depende principalmente do comportamento da variação do volume, que é influenciado pela tensão confinante, grau de saturação e pela estrutura do solo.

Oliveira (2019) avaliou as propriedades de resistência e a influência do teor de umidade nestas propriedades, de um perfil de solo argiloso tropical residual evoluído de basalto, na

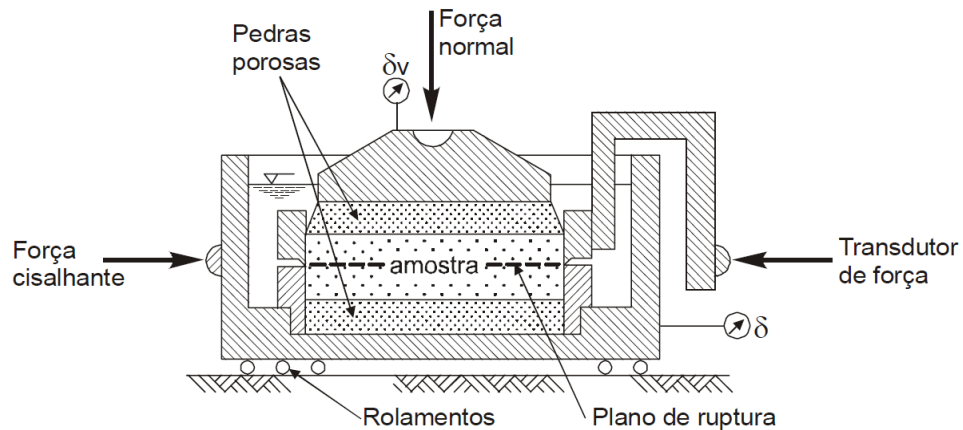
condição não saturada, no qual as amostras de solos coletadas são provenientes do mesmo poço de coleta no qual as amostras analisadas nesta pesquisa foram retiradas. Ensaio de cisalhamento direto em amostras indeformadas, na condição natural e inundada, foram realizados para a obtenção das envoltórias de resistência, a obtenção das curvas de retenção de água no solo foram realizados para as profundidades de 3 e 6 m, através do método do papel filtro. A autora analisou a influência da sucção matricial na resistência ao cisalhamento através da previsão de Vilar (2003), e observou um crescimento não linear na coesão aparente com o aumento da sucção, além disso, observou-se um aumento da sucção com o aumento das tensões de confinamento, como consequência da redução progressiva do índice de vazios.

2.5.3 Determinação experimental da resistência ao cisalhamento

2.5.3.1 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto consiste basicamente, segundo ASTM D3080:2011, em realizar inicialmente o adensamento do solo, por meio da aplicação de uma tensão normal pré-determinada, sobre um corpo de prova que é colocado em um recipiente, isto é, em uma caixa de cisalhamento, constituída por duas metades iguais e superpostas. Enquanto a metade inferior da caixa de cisalhamento é fixada ao equipamento, a metade superior tem o seu movimento livre, permitindo a aplicação de tensões cisalhantes ao solo por meio de deslocamento lateral da metade superior a uma taxa constante de deformação de cisalhamento, enquanto registra a força de cisalhamento, o deslocamento lateral relativo, e o deslocamento vertical. A taxa de deslocamento lateral, ou seja, a taxa de cisalhamento, deve ser suficientemente lenta para permitir que o excesso de poropressão seja quase que completamente dissipado. A Figura 2.36 ilustra um esquema do ensaio de cisalhamento direto.

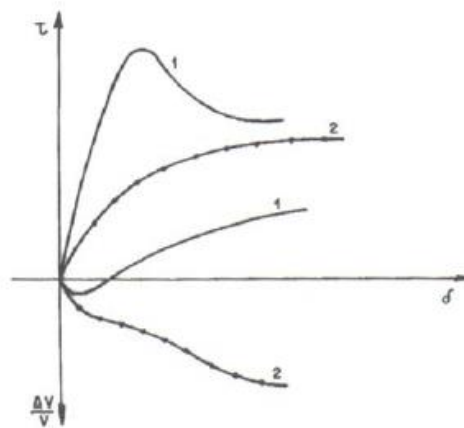
Figura 2.36 – Ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Bueno e Vilar (2004)

Bueno e Vilar (2004) apresentam na Figura 2.37 resultados típicos de ensaios de cisalhamento direto, representando possíveis comportamentos que ocorrem em solos ao serem cisalhados.

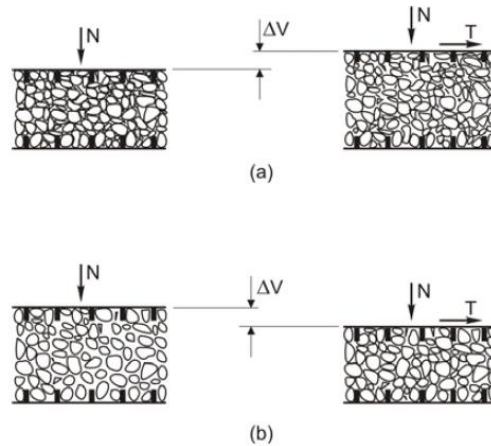
Figura 2.37 – Comportamentos típicos de solos ao serem cisalhados



Fonte: Bueno e Vilar (2004)

De acordo com os autores, a curva 1 é característica de areias compactadas, no qual apresentam um valor bem definido de tensão cisalhante, geralmente corresponde a uma pequena deformação, junto com um aumento de volume do corpo de prova ao ser cisalhado. Por outro lado, a curva 2 é característica de areias fofas, no qual após atingir uma certa tensão cisalhante, as deformações continuam a aumentar mesmo sem acréscimos de tensão, junto com uma redução de volume do corpo de prova ao ser cisalhado. Esse fenômeno pode ser melhor visualizado por meio da Figura 2.38.

Figura 2.38 – Variação de volume resultante de tensões cisalhantes em solo: (a) compactado; (b) fofo



Fonte: Bueno e Vilar (2004)

Nos solos compactados (a), os grãos apresentam-se intertravados, ocupando o menor espaço possível. Contudo, ao serem cisalhados, os grãos do solo deslizarão um sobre o outro, atingindo uma condição de menor compacidade, conseqüentemente provocando um aumento de volume. Já para os solos fofos (b), os grãos apresentam-se de certa forma distante uns dos outros, de forma que, ao ser cisalhado, os grãos atingem uma condição de maior compacidade, com maior intertravamento dos grãos, e conseqüentemente, uma redução de volume.

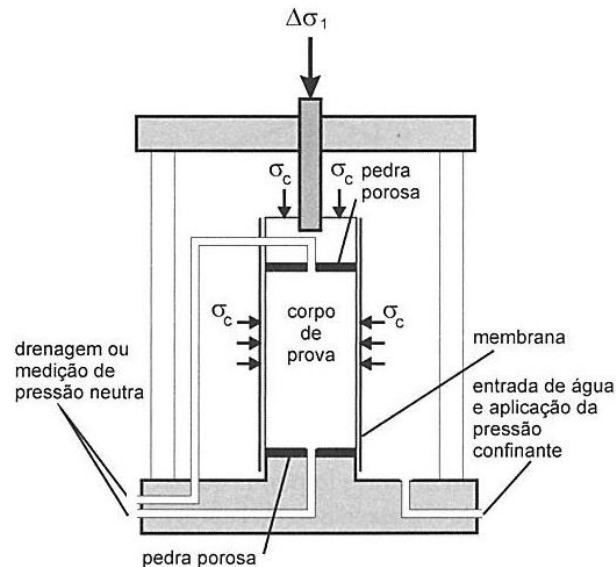
2.5.3.2 Ensaio triaxiais saturados

Para os ensaios triaxiais saturados, duas normas apresentam maior relevância: a norma britânica BS 1377-8 (1990) e a norma americana ASTM D7181 (2020). Para esta pesquisa, a norma adotada foi a britânica. De acordo com a referida norma, o ensaio de compressão triaxial convencional consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico, no qual deve ser colocado no interior da câmara triaxial e envolto por uma membrana de borracha. A câmara triaxial é então preenchida com água deaerada, que ao ser pressurizada, é a responsável por aplicar uma pressão confinante isotrópica no corpo de prova (σ_c).

O corpo de prova é submetido a um incremento de tensão axial por meio da aplicação de uma força axial ao corpo de prova por meio de um pistão. Se o ensaio for realizado com deformação controlada, isto é, com velocidade de deslocamento da prensa constante, a força exercida no pistão é crescente. O carregamento axial é medido por meio de uma célula de carga, que por sua vez, é conectada ao pistão. A célula de carga tem como virtude a medição da carga

efetiva aplicada no corpo de prova, uma vez que o efeito do atrito entre o pistão e a câmara é eliminado. Essa tensão provocada pelo carregamento axial é denominada tensão desviatória ($\Delta\sigma_1$). A Figura 2.39 apresenta um esquema da câmara de ensaio triaxial.

Figura 2.39 – Esquema da câmara de ensaio triaxial



Fonte: Pinto (2006)

Os ensaios triaxiais apresentam tipicamente três etapas: saturação, adensamento e cisalhamento. Para a primeira etapa, o corpo de prova é saturado por meio de incrementos de contrapressão, isto é, o corpo de prova é submetido a pressões de contrapressão cada vez maiores até que seja suficiente para dissolver o ar ocluído nos vazios do solo, mantendo sempre um pequeno diferencial de pressão (≈ 10 kPa) em relação à confinante, visando garantir a integridade do corpo de prova. A condição de saturação é obtida pelo cálculo do parâmetro B de Skempton, também conhecido como coeficiente de pressão neutra. O parâmetro B de Skempton pode ser calculado pela razão entre a variação da poropressão e a da pressão confinante, de forma que se essa razão seja igual a 1, isto é, se $B=1$, o solo é considerado saturado. Normalmente, o solo tem sido considerado saturado a partir de um valor de parâmetro B acima de 0,95.

A etapa seguinte é referente ao adensamento, que é um termo usado para descrever o processo no qual o excesso das poropressões provocado pelo incremento de tensões é dissipado, resultando em uma variação de volume devido à expulsão de água. É nesta etapa que ocorre a aplicação da tensão confinante, sendo os fluidos intersticiais passíveis de drenagem. Caso

contrário, se os fluidos presentes nos poros não forem passíveis de drenagem, o processo de adensamento da amostra de solo não ocorre, e o ensaio recebe a nomenclatura de não adensado.

A próxima etapa corresponde ao cisalhamento, que corresponde a aplicação da tensão desviatória no topo da amostra. É comum durante a etapa de cisalhamento manter a tensão confinante constante, enquanto a tensão desviatória é aumentada continuamente até que a condição de ruptura ou uma deformação limite seja atingida. Contudo, vale ressaltar que existe outra forma de realizar o cisalhamento do corpo de prova, de forma que o carregamento é realizado segundo um coeficiente de empuxo no repouso K_0 , representado pela razão entre a tensão efetiva horizontal e a tensão efetiva vertical, referente à condição de ausência de deformações laterais, mantendo a área da seção transversal do corpo de prova constante. Essa condição é característica dos solos encontrados em condições naturais (HAO et al., 2020).

Durante a fase de cisalhamento, a drenagem da água pode ou não ser permitida, ou seja, a geração de pressão neutra será permitida ou não. Desta forma, torna-se possível realizar ensaios triaxiais sob diferentes condições. Os ensaios triaxiais básicos são: ensaio adensado drenado (CD), ensaio adensado não drenado (CU) e ensaio não adensado não drenado (UU).

2.5.3.2.1 Tipos de ensaios triaxiais para solos saturados

O Ensaio adensado-drenado (CD) é um ensaio no qual é permitido a drenagem de água do corpo de prova. Este ensaio é caracterizado por ser um ensaio lento, no qual o cisalhamento do corpo de prova deve ser realizado a uma velocidade suficientemente baixa para garantir a total dissipação da pressão neutra. O carregamento axial é realizado com o registro de água aberto, para que possa haver a dissipação do excesso de pressão na água do solo. Como o corpo de prova é saturado inicialmente, a quantidade de água expulsa do corpo de prova é equivalente à variação de volume.

No Ensaio adensado-não drenado (CU) ocorre o adensamento do corpo de prova ao ser submetido a uma tensão confinante, porém, neste ensaio, o cisalhamento ocorre sem a drenagem da água, desenvolvendo assim pressões neutras. Se essas pressões neutras forem medidas, é possível determinar a resistência em termos de tensões efetivas, motivo pelo qual esse ensaio é muito utilizado, uma vez que é capaz de determinar a envoltória de resistência em termos de tensões efetivas em um prazo consideravelmente menor do que nos ensaios do tipo adensado-drenado (CD).

Já o Ensaio não adensado-não drenado (UU) é um ensaio no qual não é permitido a drenagem da água, de forma que, o corpo de prova, ao ser submetido a uma tensão confinante,

sofre acréscimos de pressões neutras. Para este tipo de ensaio não é permitido o adensamento, de forma que, após o corpo de prova ser submetido à pressão confinante, é imediatamente carregado axialmente. Por não permitir a drenagem da água, o teor de umidade permanece constante, e não há variação do volume do corpo de prova uma vez que o mesmo está na condição saturada.

2.5.3.3 Taxa de deformação no cisalhamento

Os ensaios de resistência ao cisalhamento devem ser realizados com uma taxa de deformação suficientemente lenta, durante o cisalhamento drenado, que assegure a dissipação das poropressões induzidas. A determinação dessa taxa de deformação para os solos não saturados é mais problemática do que para os solos saturados, uma vez que os solos não saturados apresentam uma maior compressibilidade devido à presença de ar nos vazios e à uma menor permeabilidade, potencializada em solos compactados.

A norma BS 1377-8 (1990) indica que a taxa de deformação axial (d_r , em mm/min) a ser aplicada no corpo de prova deve ser determinada através da seguinte equação:

$$d_r = \frac{\varepsilon_f \cdot L_c}{t_f} \quad (2.22)$$

Em que:

L_c = comprimento do corpo de prova consolidado [mm];

ε_f = intervalo de deformação significativo para o corpo de prova ensaio;

t_f = tempo significativo de ensaio (min)

O intervalo de deformação significativo para o corpo de prova ensaio ε_f pode ser estimado de duas formas: se apenas a condição de ruptura for significante, ε_f é a deformação estimada na ruptura; se as leituras intermediárias com espaçamento aproximadamente uniforme, cada uma exigindo a equalização da pressão dos poros, forem significativas, ε_f é o incremento de tensão entre cada leitura (BS 1377-8:1990).

A taxa de deslocamento axial calculada representa a velocidade máxima nominal a ser aplicada na prensa durante o ensaio. O tempo significativo de ensaio t_f , para ensaios de compressão, é calculado da seguinte forma:

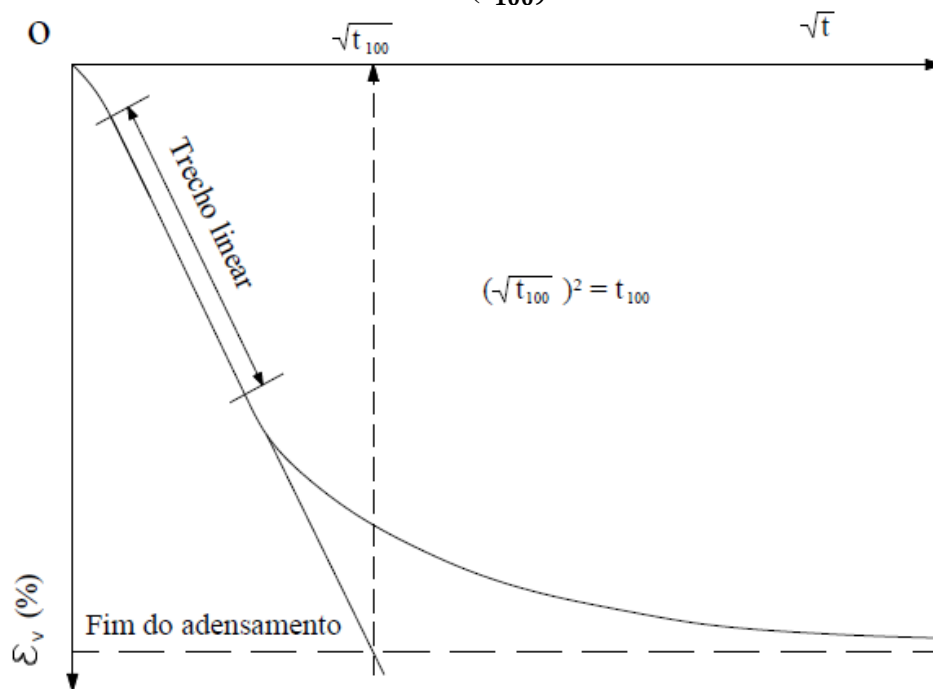
$$t_f = F \cdot t_{100} \quad (2.23)$$

Em que:

F = coeficiente que depende das condições de drenagem do corpo de prova, e se o ensaio é drenado ou não drenado;

t_{100} = tempo relativo a 100% do adensamento do solo

Figura 2.40 – Método de determinação do tempo relativo a 100% do adensamento do solo (t_{100})



Fonte: Head (1986)

De acordo com a norma, o coeficiente F é baseado na dissipação de 95% do excesso de poropressão induzida pelo cisalhamento. Os valores para esse coeficiente, tanto para ensaios drenados quanto para não drenados, em corpos de prova não sensíveis que apresentem deformação plástica, são apresentados pela Tabela 2.2. No caso de solos rígidos fissurados e solos sensíveis, deve-se utilizar o mesmo valor para ensaios drenados e não drenados.

Tabela 2.2 – Valores do coeficiente F

| Condições de drenagem durante o adensamento | Valores de F (para L/D = 2) | |
|--|------------------------------------|----------------------------|
| | Ensaio drenado | Ensaio não drenado* |
| Por uma extremidade | 8,5 | 0,53 |
| Por duas extremidades | 8,5 | 2,1 |
| A partir do limite radial e uma extremidade | 14 | 1,8 |
| A partir do limite radial e duas extremidades | 16 | 2,3 |

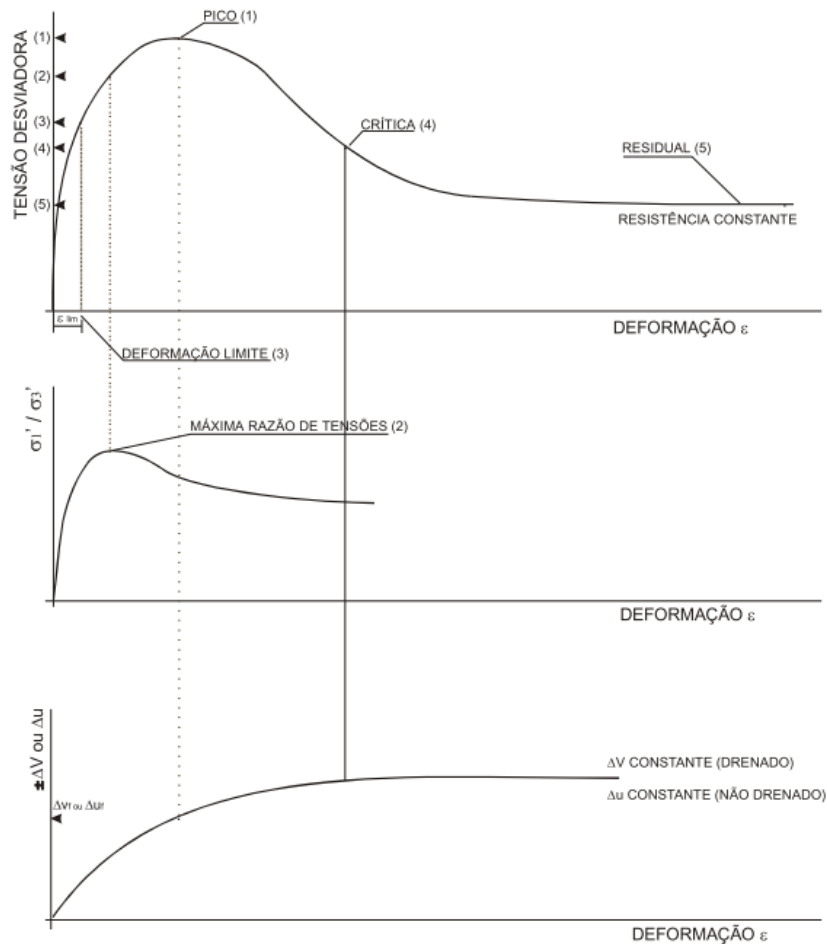
* Apenas para deformações plásticas de solos não sensíveis

Fonte: BS-1377-8 (1990)

2.5.3.4 Caracterização de ruptura

Uma das questões muito debatida pela comunidade geotécnica envolvendo a análise da resistência ao cisalhamento dos solos é saber o momento em que o solo falhou. E para tal, existem diversas formas de se caracterizar a ruptura a partir das curvas de tensão x deformação. Os critérios que podem ser adotados são : tensão de pico, a máxima razão das tensões principais, deformação limite, estado crítico e resistência residual. A Figura 2.41 apresenta como os critérios podem ser adotados nas curvas de tensão x deformação.

Figura 2.41 – Caracterização da ruptura através da curva tensão x deformação



Fonte: Gerscovich (2010)

O critério da tensão de pico, conhecida também como critério de máxima tensão desviatória $(\sigma_1 - \sigma_3)_{máx}$, analisa o valor máximo de tensão de cisalhamento que a amostra de solo atinge quando submetido à incrementos de carregamento axial. É um dos critérios mais conhecidos, contudo, pode não haver a ocorrência de pico na curva tensão x deformação, de forma que deve ser utilizado outro critério de ruptura. A imposição de uma deformação limitante como critério de ruptura se deve ao fato das amostras de solo poderem apresentar distorções quando submetidas a altos valores de deformações, comprometendo a acuracidade dos dados obtidos no ensaio. Contudo, a aplicação desse critério possui difícil aplicação, uma vez que o acréscimo de deslocamento resulta sempre em parâmetros de resistência ao cisalhamento maiores. Outro critério de ruptura que pode ser adotado é a máxima razão das tensões principais, proposto por Bishop et al. (1960), desde que a poropressão da água seja medida durante o ensaio (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012).

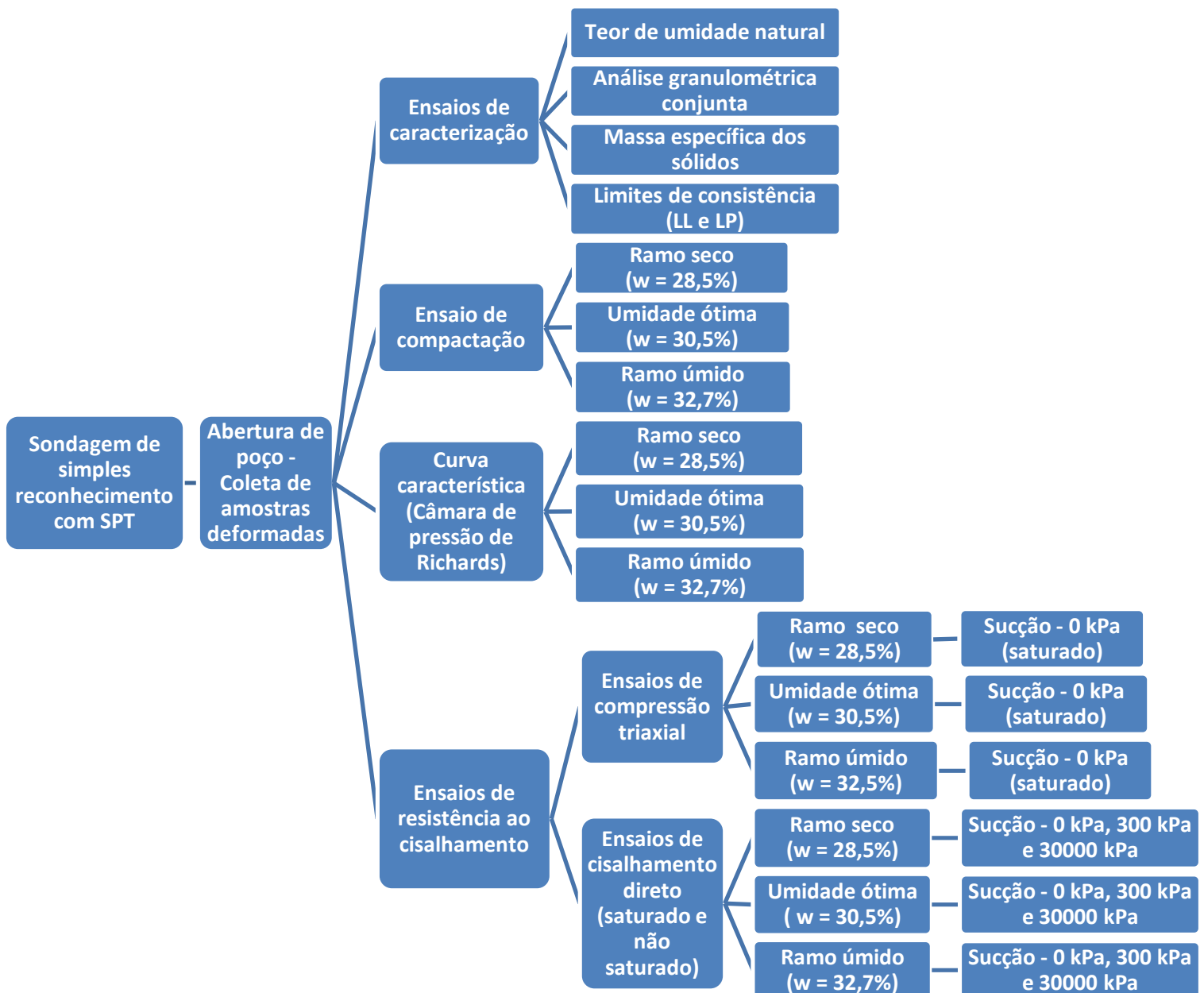
Um critério de ruptura que pode ser utilizado é o critério do estado crítico, no qual é considerado que o solo chegou a ruptura no momento em que as variações de deformações se tornam nulas. Outro critério utilizado é o da resistência residual, onde a ruptura é caracterizada pela ocorrência de deformações constantes, e é indicado para solos com grandes deformações previstas (GERSCOVICH, 2010).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo encontram-se descritas todas as etapas do trabalho, sendo apresentadas as etapas da investigação de campo, coleta de amostras e ensaios de laboratório, sendo detalhados todos os equipamentos e procedimentos utilizados no decorrer da pesquisa.

A Figura 3.1 apresenta o fluxograma de realização dos trabalhos de campo e de laboratório.

Figura 3.1 – Fluxograma das etapas de trabalho



Fonte: O autor (2022)

3.1 INVESTIGAÇÃO DE CAMPO

O solo analisado nesta pesquisa é proveniente do campo experimental da Universidade Estadual de Maringá, no município de Maringá (PR), sendo a sua localização apresentada pela Figura 3.2. A coleta das amostras deformadas foi realizada através da abertura de um poço de coleta de amostras e um furo de sondagem, no qual ambos foram georreferenciados, de forma que as coordenadas registradas para o poço de coleta e para o furo de sondagem são $23^{\circ}24'18.8''S$ e $51^{\circ}55'59.6''W$ e $23^{\circ}24'18.9''S$ e $51^{\circ}55'59.7''W$, respectivamente.

Figura 3.2 - Localização do poço e do furo de sondagem – Campo experimental UEM



Fonte: O autor (2020)

O método de investigação do solo escolhido foi a sondagem de simples reconhecimento do solo com SPT, ilustrado pela Figura 3.3, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 6484:2001. Amostras de solo foram coletadas através do furo de sondagem, utilizando um amostrador-padrão, a cada metro de profundidade. Foram coletadas duas amostras de solo para cada profundidade, sendo estas identificadas e armazenadas em dois recipientes diferentes, um contendo o solo retirado do bico do amostrador, utilizado para realizar a determinação do teor de umidade, e outro recipiente contendo o solo retirado do corpo do amostrador, utilizado para análise tátil-visual.

Figura 3.3 – Ensaio de sondagem de simples reconhecimento SPT – Campo experimental UEM



Fonte: O autor (2018)

O ensaio de sondagem foi realizado até a profundidade de 17 m, sem a utilização de circulação de água, uma vez que esta água possivelmente interferiria na umidade natural do solo a ser coletado no poço próximo ao furo de sondagem. O nível d'água observado durante a sondagem foi na profundidade de 16,32 m.

A coleta das amostras deformadas de solo foi realizada através da abertura de um poço de coleta de amostras, seguindo todos os procedimentos recomendados pela norma ABNT NBR 9604:2016. A partir do resultado da sondagem de simples reconhecimento SPT, optou-se pela escavação do poço, conforme ilustra a Figura 3.4, ao longo apenas da camada de solo evoluído, apresentando uma profundidade de 8,45 m, com um diâmetro de 1,20 m.

Figura 3.4 - Poço de coleta de amostras – Campo experimental UEM



Fonte: O autor (2018)

Amostras deformadas e indeformadas de solo foram coletadas para cada metro escavado, com o objetivo de realizar a caracterização do solo estudado, contudo, apenas as amostras deformadas de solo serão utilizadas nesta pesquisa. A coleta de amostras deformadas foi realizada com o auxílio de vangas, e foram acondicionadas em sacos plásticos e devidamente identificadas, conforme ilustra a Figura 3.5.

Figura 3.5 – Amostra deformada coletada



Fonte: O autor (2018)

Com base nos resultados obtidos na sondagem de simples reconhecimento, optou-se pela retirada da amostra de solo deformada referente à profundidade de 3 m, sendo considerada representativa para a camada de solo evoluído.

3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Os ensaios de caracterização geotécnica e de compactação foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá. Para a realização dos ensaios de caracterização, as amostras foram preparadas com secagem prévia até a umidade higroscópica, seguindo os procedimentos propostos pela ABNT NBR 6457:2016, exceto para a determinação do teor de umidade natural do solo. Os ensaios de caracterização realizados para as amostras deformadas de solo, referentes a profundidade de 3 m, são apresentados na Figura 3.6.

Figura 3.6 – Esquema dos ensaios de caracterização realizados na pesquisa



Fonte: O autor (2020)

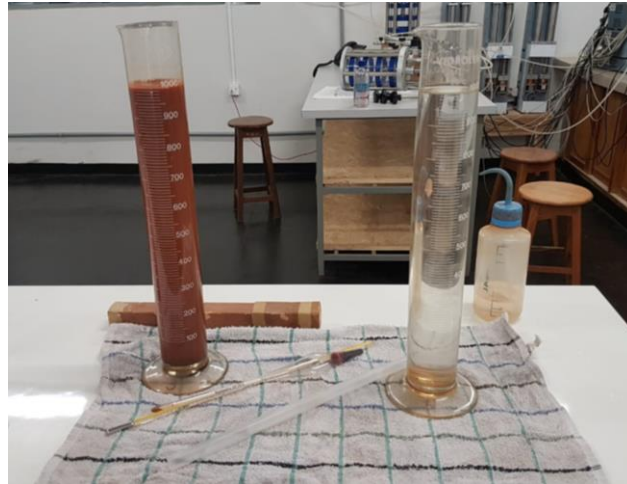
3.2.1 Teor de umidade natural do solo

A determinação do teor de umidade natural do solo foi realizada por meio do Método da Estufa, seguindo os procedimentos constantes no Anexo A da ABNT NBR 6457:2016.

3.2.2 Análise granulométrica conjunta

A análise granulométrica foi realizada de forma conjunta, por meio do peneiramento e da sedimentação, este utilizando solução defloculante de hexametáfosfato de sódio, seguindo os procedimentos constantes na ABNT NBR 7181:2016. A Figura 3.7 ilustra a etapa de sedimentação do ensaio.

Figura 3.7 - Sedimentação da análise granulométrica conjunta



Fonte: O autor (2020)

3.2.3 Massa específica dos sólidos

A determinação massa específica dos sólidos foi realizada conforme os procedimentos constantes no Anexo B da ABNT NBR 6458:2016, que trata sobre a determinação da massa específica dos grãos de solos que passam na peneira de abertura 4,8 mm. A Figura 3.8 ilustra a etapa de aplicação de vácuo nos picnômetros.

Figura 3.8 - Determinação da massa esp. dos sólidos

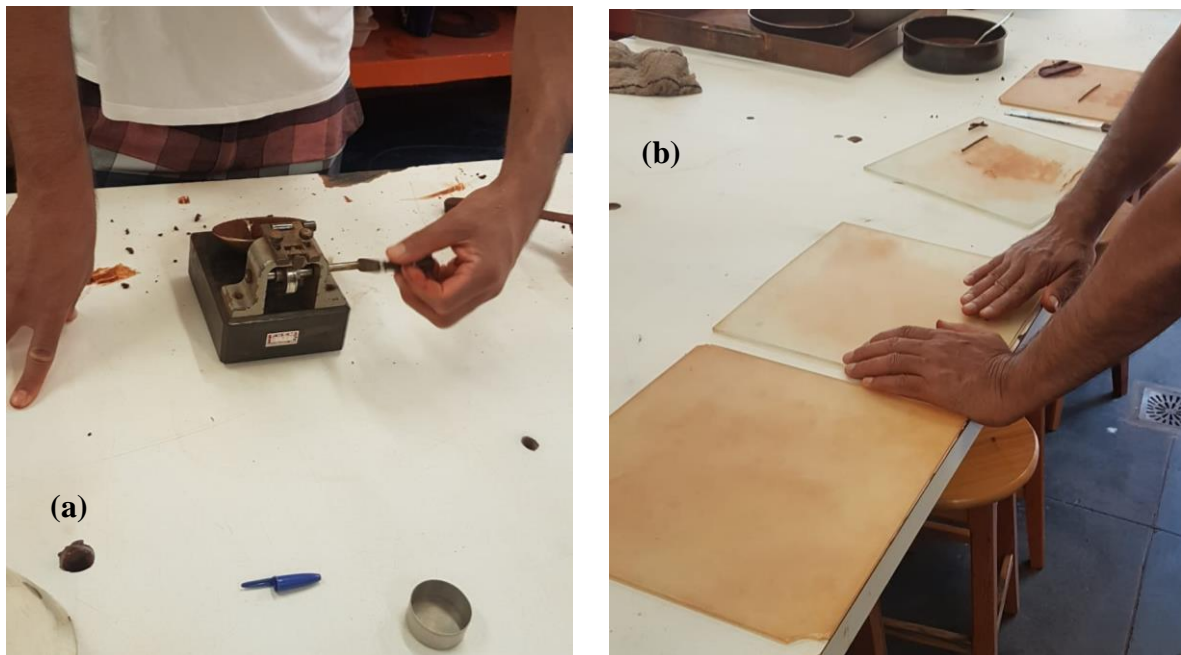


Fonte: O autor (2020)

3.2.4 Limites de consistência

Os limites de consistência, compostos pelo limite de liquidez e pelo limite de plasticidade, foram realizados seguindo a metodologia proposta pelas normas ABNT NBR 6459:2016 e ABNT NBR 7180:2016, respectivamente. A Figura 3.9 ilustra o ensaio de limite de liquidez (a) e o de limite de plasticidade (b).

Figura 3.9 - (a) Limite de Liquidez (b) Limite de Plasticidade



Fonte: O autor (2020)

3.3 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

O ensaio de compactação foi realizado para as amostras deformadas de solo, referente a profundidade de 3 m, seguindo a metodologia proposta pela ABNT NBR 7182:2016, sendo utilizado o cilindro metálico pequeno (cilindro de Proctor), conforme ilustra a Figura 3.10, e aplicado a energia de compactação normal (600 kJ/m^3), sendo realizado em 3 camadas e com 26 golpes por camada, por meio de um soquete pequeno. Neste trabalho, o ensaio de compactação foi executado sem o reuso de material, e a amostra foi seca ao ar ambiente até atingir a umidade higroscópica e, em seguida, destorroada, quarteada e passada integralmente na peneira de 4,8 mm. Em seguida, foi umedecida até que o seu teor de umidade atingisse cerca de 5% abaixo da umidade ótima presumível, correspondente ao primeiro ponto da curva de

compactação. Para os demais pontos, foram acrescentados um teor de umidade de 2% sucessivamente.

Figura 3.10 - Cilindro pequeno utilizado no ensaio de compactação

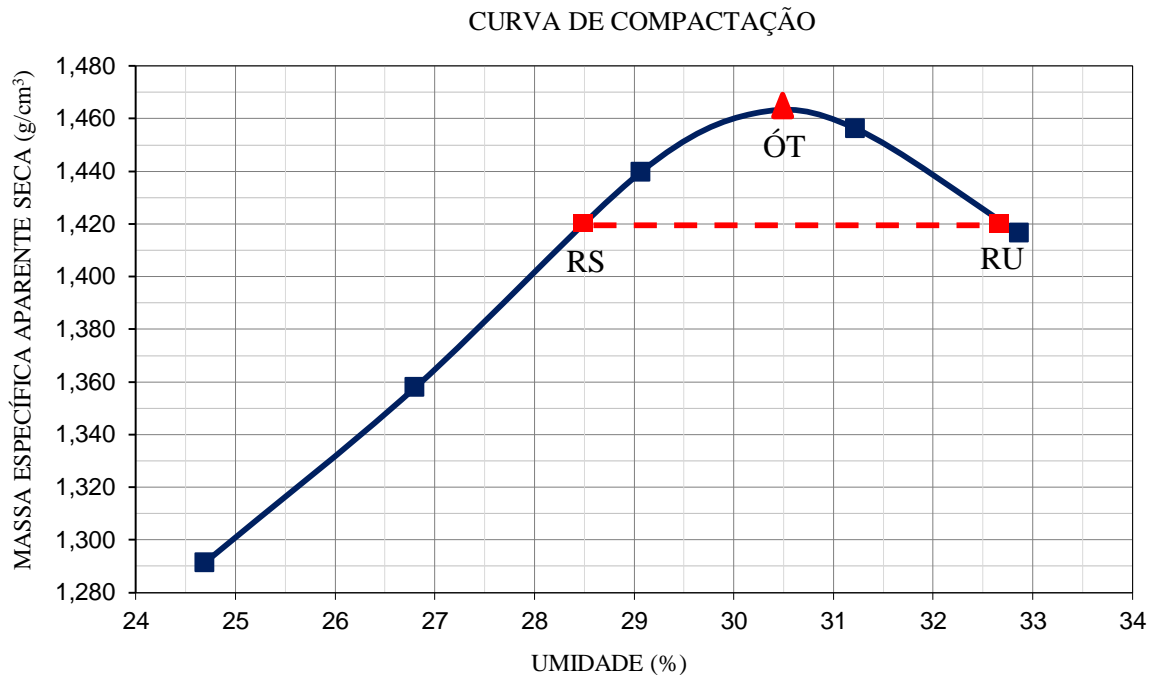


Fonte: O autor (2020)

3.4 COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Com o intuito de investigar a resistência ao cisalhamento do solo analisado, os corpos de prova foram moldados sob diferentes condições, sendo compactados com energia normal (600 kJ/m^3), e com teores de umidade correspondentes ao ramo seco, a umidade ótima e ao ramo úmido da curva de compactação. Os teores de umidade correspondentes ao ramo seco e ao ramo úmido foram arbitrados de tal maneira que conduzissem à mesma massa específica aparente seca, conforme ilustra a Figura 3.11, e consequentemente, o mesmo índice de vazios e porosidade, de forma que a diferença entre as duas amostras seria basicamente a estrutura, influenciada pela quantidade de água utilizada para lubrificar as partículas de solo durante o processo de compactação. Portanto, ao arbitrar os teores de umidade para que as amostras apresentassem a mesma massa específica aparente seca, foi possível analisar a influência da estrutura na resistência ao cisalhamento do solo.

Figura 3.11 - Pontos representativos das condições de moldagem dos corpos de prova



Fonte: O autor (2020)

Os valores das massas específicas aparentes secas arbitradas para os pontos do ramo seco e do ramo úmido foram equivalentes a aproximadamente 97% da massa específica aparente seca máxima, correspondendo a teores de umidade com um desvio de cerca de $\pm 2\%$ em relação à umidade ótima. O critério de aceitação para os corpos de prova foi arbitrado como sendo um intervalo de $\pm 2\%$ em relação a massa específica aparente seca para cada condição compactada.

3.5 CURVAS CARACTERÍSTICAS SOLO-ÁGUA

Para obter as curvas de retenção de água do solo compactado em diferentes condições de moldagem, isto é, as medidas de sucção matricial e o seu teor de umidade correspondente, foi utilizado a câmara de pressão de Richards, cedida pelo Laboratório de Física do Solo do Departamento da Agronomia da Universidade Estadual de Maringá – UEM, seguindo trajetórias de secagem do solo até 1500 kPa. A câmara, apresentada na Figura 3.12, é constituída por uma placa porosa que deve ser previamente saturada, tornando possível o contato entre a água que está exposta à pressão atmosférica e a água que está presente nos vazios do solo.

Figura 3.12 – Câmara de pressão de Richards



Fonte: o autor (2022)

Para realizar o ensaio utilizando a câmara de pressão de Richards, foram utilizados 2 amostras compactadas para cada condição de moldagem, totalizando 6 corpos de prova, com dimensões aproximadas de 5,06 cm de diâmetro e 2 cm de altura, talhados a partir da cravação de um anel metálico circular em solo compactado.

Após serem colocados em contato direto com a pedra porosa e a câmara ter sido fechada, os corpos de prova foram submetidos a sucessivas pressões de ar, visando drenar a água presente nos corpos de prova, alcançando assim valores de sucção matricial gradativamente maiores, caracterizando uma trajetória de secagem para os corpos de prova. Para cada pressão de ar aplicada, aguardou-se que os corpos de prova atingissem a condição de equilíbrio, ou seja, até que a perda de água cessasse, verificada por meio de pesagem dos corpos de prova utilizando uma balança eletrônica de precisão de 0,001g. Ao atingir o equilíbrio, a pressão de ar aplicada era equivalente à sucção matricial do solo.

Para realizar o ajuste das curvas e a sua extrapolação para os valores de sucção maiores do que 1500 kPa foi utilizado o modelo de Gitirana Jr. e Fredlund (2004).

3.6 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento do solo foi determinada a partir da realização de ensaios de compressão triaxial consolidado drenado (CD), no qual a água é permitida ser drenada, em amostras de solo argiloso, na condição saturada, compactadas em três diferentes condições de

moldagem: na umidade ótima ($w = 30,5\%$), no ramo seco ($w = 28,5\%$) e no ramo úmido ($w = 32,7\%$), aproximadamente 2% abaixo e acima da ótima. Os ensaios de compressão triaxial em amostras saturadas foram realizados de acordo com a metodologia proposta pela norma britânica BS 1377-8:1990. Para realizar a determinação das envoltórias de ruptura, os ensaios foram conduzidos sob três níveis diferentes de tensões confinante efetivas – 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, mantidas constantes durante o cisalhamento do corpo de prova.

A resistência ao cisalhamento também foi determinada por meio de ensaios de cisalhamento direto, realizados em amostras compactadas nas mesmas condições de moldagem citadas anteriormente, nas condições saturado e não saturado. Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados de acordo com a metodologia proposta pela norma americana ASTM D3080:2011. Os níveis de sucção no qual os corpos de prova foram submetidos são iguais a 0 kPa (saturado), 300 kPa e 30000 kPa (\approx seco). Para realizar a determinação das envoltórias de ruptura, os ensaios foram realizados sob três níveis diferentes de tensão normal – 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, mantidas constantes durante o cisalhamento do corpo de prova.

A Tabela 3.1 apresenta a quantidade de corpos de prova e as condições dos ensaios realizados.

Tabela 3.1 – Quantidade de corpos de prova a serem utilizados nos ensaios de compressão triaxial

| Ensaio | Condição | Prof. (m) | Sucção aplicada (kPa) | Tensão confinante/ Tensão normal (kPa) | Quantidade de CPs | Total |
|--|---------------|-----------|-------------------------|---|-------------------|-----------|
| Ensaio de Compressão Triaxial – Consolidado drenado (CD) | Ramo Seco | 3,0 | 0 (saturado) | 50; 100; 200 | 3 | 3 |
| | Umidade Ótima | 3,0 | 0 (saturado) | 50; 100; 200 | 3 | 3 |
| | Ramo Úmido | 3,0 | 0 (saturado) | 50; 100; 200 | 3 | 3 |
| Ensaio de Cisalhamento Direto – Consolidado drenado (CD) | Ramo Seco | 3,0 | 0 (saturado) | 50; 100; 200 | 3 | 9 |
| | | | 300 | 50; 100; 200 | 3 | |
| | | | 30000 (\approx seco) | 50; 100; 200 | 3 | |
| | Umidade Ótima | 3,0 | 0 (saturado) | 50; 100; 200 | 3 | 9 |
| | | | 300 | 50; 100; 200 | 3 | |
| | | | 30000 (\approx seco) | 50; 100; 200 | 3 | |
| | Ramo Úmido | 3,0 | 0 (saturado) | 50; 100; 200 | 3 | 9 |
| | | | 300 | 50; 100; 200 | 3 | |
| | | | 30000 (\approx seco) | 50; 100; 200 | 3 | |
| Quantidade total de corpos de prova | | | | | | 36 |

Fonte: o autor (2022)

3.6.1 Ensaio de compressão triaxial

3.6.1.1 Preparação dos corpos de prova

Para o ensaio de compressão triaxial, os corpos de prova foram compactados com altura de 100 mm e diâmetro equivalente a 50 mm, mantendo a proporção de 2:1 (altura: diâmetro), seguindo as recomendações dos manuais do equipamento de compressão triaxial *AUTOTRIAX 2*. Os corpos de prova foram levados ao equipamento triaxial na umidade de moldagem e em seguida saturados por contrapressão no equipamento. Desta forma, após a compactação dos corpos de prova, estes foram embalados em sacos plásticos de forma individual, conforme ilustra a Figura 3.13 e levados para a câmara úmida, a fim de evitar a perda de umidade.

Figura 3.13 - Corpo de prova moldado para os ensaios de compressão triaxial



Fonte: O autor (2020)

3.6.1.2 Equipamento triaxial - *AUTOTRIAX 2*

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios de compressão triaxial é o *AUTOTRIAX 2*, da marca Wykeham Farrance. O equipamento é tido como um sistema avançado de ensaio triaxial, que pode executar automaticamente até seis ensaios completos e independentes ao mesmo tempo, sem qualquer intervenção humana. O equipamento, apresentado na Figura 3.14, é destinado a realização de ensaios de compressão triaxial de tensão efetiva e trajetória de tensões. O sistema possui uma prensa com capacidade de 50 kN de

compressão, sistemas de aquisição de dados e unidades de controle e controladores de pressão. O sistema possui três câmaras triaxiais para ensaios saturados e um computador com software de interface gráfica de fácil utilização, com exibição em tempo real de todos os transdutores e dados calculados para todos os ensaios em tempo real, permitindo plotar gráficos de dados medidos e calculados

Figura 3.14 - Equipamento triaxial - AUTOTRIAX 2



Fonte: O autor (2020)

Os ensaios do tipo consolidado drenado (CD) saturado foram realizados seguindo diversas etapas, como a moldagem do corpo de prova, já citado anteriormente, a montagem do corpo de prova na câmara triaxial, a pré-saturação e a saturação do corpo de prova, e as etapas de adensamento e cisalhamento.

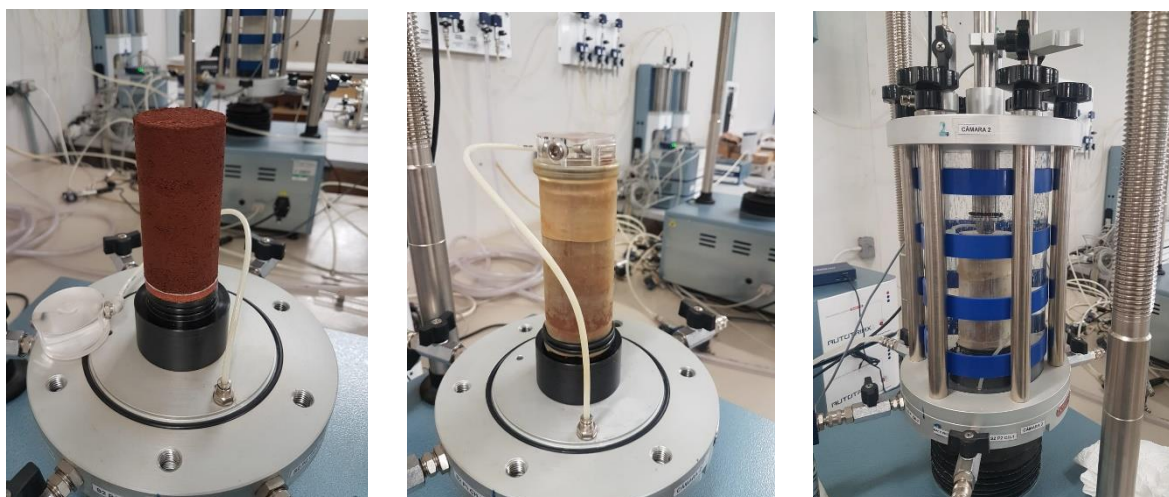
3.6.1.3 Montagem do corpo de prova na câmara triaxial

A montagem do corpo de prova foi feita seguindo os procedimentos assim descritos:

- a) Eliminação das bolhas de ar presente nas mangueiras do equipamento;
- b) Enchimento do reservatório com água deaerada;

- c) Montagem do corpo de prova mantendo a sequência: pedestal da base, pedra porosa comum, papel filtro comum molhado, corpo de prova, papel filtro comum molhado, pedra porosa comum e o cabeçote (*Top Cap*) - Figura 3.15 (a). As pedras porosas foram saturadas previamente;
- d) Envolvimento do corpo de prova com uma membrana de látex, por meio da fixação da membrana na base do pedestal e no topo do *Top Cap*, utilizando anéis de borracha (*O-rings*) - Figura 3.15 (b);
- e) Fixação da câmara triaxial na base;
- f) Preenchimento da câmara triaxial com água deaerada - Figura 3.15 (c)

Figura 3.15 - Procedimentos para a instalação do CP na câmara triaxial – (a) Montagem do corpo de prova no pedestal; (b) Colocação da membrana de látex e do *Top Cap*; (c) Câmara triaxial pronta para o ensaio

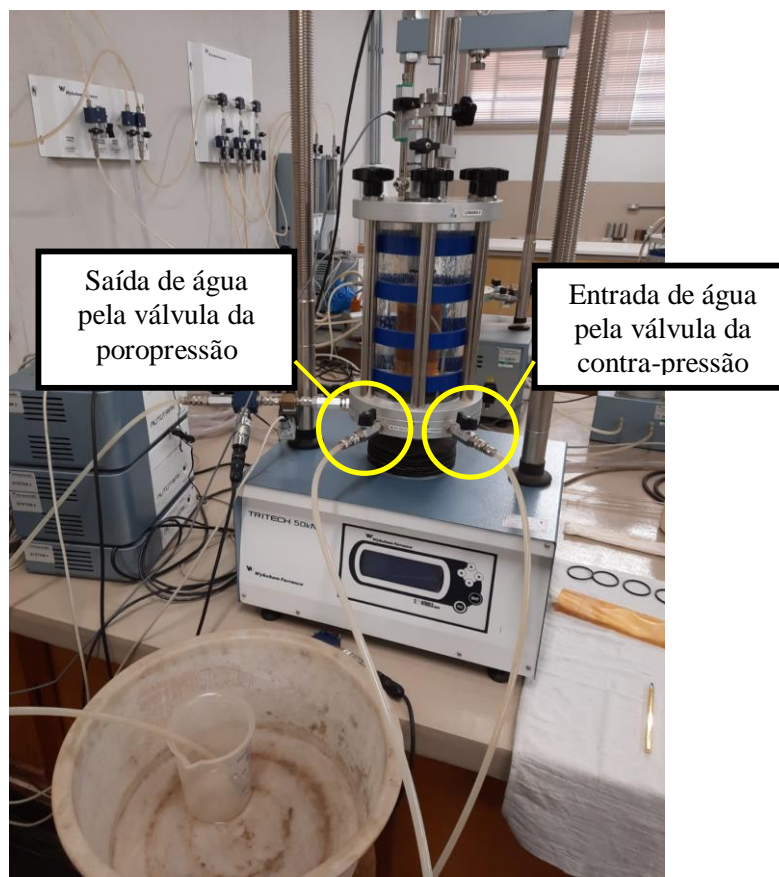


Fonte: o autor (2020)

3.6.1.4 Pré-saturação

A saturação do corpo de prova é geralmente um processo muito lento, e uma forma de auxiliar a tornar esse processo mais rápido é a realização de uma pré-saturação do corpo de prova. Uma forma de realizar essa pré-saturação foi por meio da percolação de água através do corpo de prova, no qual este foi montado na câmara triaxial, sendo preenchida em seguida com água deaerada. Para realizar a percolação de água, conectou-se o reservatório de água deaerada diretamente na válvula de contra-pressão, criando assim uma coluna d'água sobre o corpo de prova, e abriu-se o registro da válvula da pressão neutra conectando uma mangueira a esta válvula para permitir a abertura do engate rápido e assim permitir a drenagem da água pelo corpo de prova, conforme ilustra a Figura 3.16.

Figura 3.16 - Montagem da câmara triaxial para a realização da percolação de água pelo corpo de prova



Fonte: O autor (2021)

3.6.1.5 Saturação

Após realizar a pré-saturação do corpo de prova, procedeu-se a saturação do corpo de prova, utilizando contrapressão, no qual esta foi elevada a um nível suficiente para que a água dissolvesse o ar presente nos vazios. Neste método, a pressão confinante também é elevada, sempre mantendo uma diferença entre a pressão confinante e a contrapressão menor do que a tensão de confinamento efetiva. Essa diferença normalmente é mantida em 10 kPa. A pressão confinante e a contrapressão foram elevadas em incrementos de 10 kPa.

O parâmetro B de Skempton foi calculado através da razão entre a variação da poropressão e da pressão confinante, conforme a Equação 3.1, ou seja, este mede o quanto do incremento de confinante está sendo transferido para a água presente no corpo de prova.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{u_1 - u_0}{\Delta \sigma_3} \quad (3.1)$$

Se todo o acréscimo de confinante for transferido para a poropressão, o parâmetro B é igual a 1, representando que o corpo de prova está totalmente saturado. Contudo, um valor aceitável para o parâmetro B, para considerar o corpo de prova saturado, é de 0,95. Se o parâmetro B for menor do que 0,95, os incrementos de pressão confinante e contrapressão devem ser continuados até que o parâmetro B atinja este valor. Após atingir esse valor, a etapa de saturação foi finalizada.

O tempo necessário para atingir a saturação depende de diversos fatores, como o tipo do solo, a estrutura do corpo de prova e o grau de saturação inicial.

3.6.1.6 Adensamento Isotrópico

Após finalizado o processo de saturação do corpo de prova, a tensão efetiva no qual o corpo de prova está submetido é normalmente menor do que a tensão confinante efetiva adotada para o ensaio triaxial. Nesta pesquisa, as tensões confinantes efetivas adotadas foram de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. O estágio do adensamento isotrópico consiste justamente na imposição das tensões de confinamento efetiva que foram utilizadas no ensaio, mantendo a válvula da contrapressão aberta. Esta imposição pode ser realizada tanto pelo aumento da confinante ou pela redução da contrapressão, ou pela combinação de ambos, permitindo que o excesso de pressão nos poros resultante se dissipe contra uma contrapressão apropriada, isto é, que o corpo de prova consolide.

O adensamento foi feito mantendo o valor da contrapressão aplicado no final do estágio da saturação e realizando um incremento de confinante, de forma que esta diferença seja a tensão confinante efetiva de ensaio. No estágio do adensamento, a válvula da contrapressão permaneceu aberta (ensaio CD). Durante o estágio de adensamento, o sistema aplicou as pressões no corpo de prova, e as deformações volumétricas em função do tempo foram registradas e plotadas. Quando as leituras de variação de volume estabilizaram, ou seja, quando sua curva apresentou inclinação nula, o estágio de adensamento foi finalizado.

Após o término do adensamento do corpo de prova, foi possível obter o gráfico da variação de volume pela raiz quadrada do tempo. Com o auxílio desse gráfico, obteve-se o valor de t_{100} (quando a norma utilizada no ensaio é a BS 1377-8) ou t_{50} (quando a norma utilizada

no ensaio é a ASTM 7191-20). A partir desses valores, o sistema determinou automaticamente a taxa de deformação axial necessária para a realização do cisalhamento, de modo que esta seja suficientemente lenta, assegurando a dissipação das poropressões induzidas.

3.6.1.7 Cisalhamento

Em seguida ao término do estágio de adensamento, o corpo de prova foi submetido ao estágio de cisalhamento, sendo imposta uma velocidade de deformação vertical constante, obtida pelo software ao final do estágio de adensamento. Uma forma alternativa para se obter a velocidade de deformação é utilizando o critério da norma britânica BS 1377-8 (1990), apresentada pela equação 2.22. Para todos os corpos de prova, o sistema determinou que a taxa de deformação fosse de 0,042 mm/min. A etapa de cisalhamento foi realizada em um período de 8 horas, sendo o ensaio encerrado ao atingir um deslocamento axial de 20%, conforme recomenda a norma britânica BS 1377-8 (1990).

A partir dos dados coletados após os ensaios, foi possível plotar as curvas Tensão desviatória corrigida x Deformação axial e Variação de volume x Deformação axial. Reunindo os resultados obtidos para os corpos de prova ensaiados com a confinante efetiva de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, foi possível traçar a envoltória de ruptura para cada condição de moldagem, obter a equação da envoltória de resistência, seguindo o formato apresentado na equação 3.2, e determinar os parâmetros de resistência do solo: ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e intercepto de coesão (c).

$$\tau = \sigma \cdot \text{tg } \phi' + c \quad (3.2)$$

Os parâmetros de resistência do solo podem também ser determinados por um método alternativo, por meio do método analítico, com o auxílio da 'Reta A'. Para determinar essa reta, foram traçadas as trajetórias de ruptura para cada condição de moldagem, sendo plotadas em função das variáveis de tensão no plano sxt, sendo s e t as coordenadas do ponto de cisalhamento máximo de cada envoltória de ruptura.

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (3.3)$$

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.4)$$

Onde:

σ_1 : Tensão líquida na direção axial do corpo de prova

σ_3 : Tensão líquida na direção radial do corpo de prova

Com base nas coordenadas sxt, foi possível realizar uma regressão linear e determinar a equação da reta para cada condição de moldagem, obtendo-se uma equação no formato:

$$t = s.tg\alpha + c_i \quad (3.5)$$

De posse da equação da 'Reta A', foi possível correlacionar esses valores para determinar os parâmetros de resistência do solo – ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e intercepto de coesão (c), com o auxílio das seguintes equações:

$$\text{sen } \phi = \text{tg } \alpha \quad (3.6)$$

$$c = \frac{c_i}{\cos \phi} \quad (3.7)$$

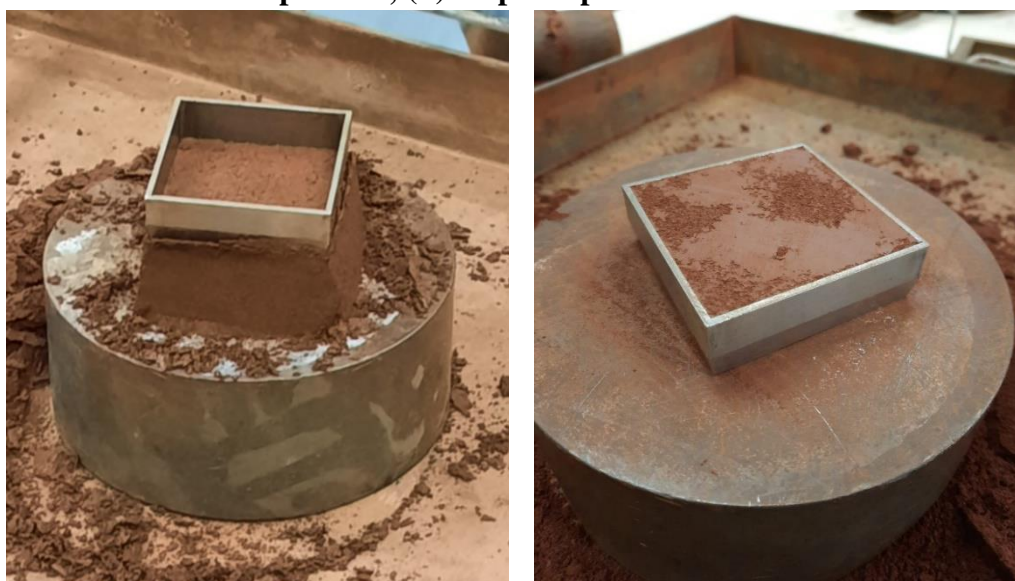
3.6.2 Cisalhamento direto

Aliado ao ensaio triaxial, o ensaio de cisalhamento direto também foi realizado visando a obtenção dos parâmetros de resistência do solo, a partir de amostras compactadas inundadas e não inundadas, referente às condições de solo saturado e não saturado, respectivamente.

3.6.2.1 Preparação dos corpos de prova

Para a realização dos ensaios de cisalhamento direto, corpos de prova foram talhados a partir de amostras compactadas em apenas 1 camada de solo no cilindro de Proctor. Para cada condição de compactação foi utilizado um determinado número de golpes para se atingir o peso específico referente a cada uma dessas condições. Para realizar a talhagem dos corpos de prova, foi utilizado um anel metálico, no qual foi cravado nessa amostra de solo compactado, de tal maneira que o anel fosse totalmente preenchido com o solo compactado, conforme é apresentado na Figura 3.17. O corpos de prova foram talhados, com o auxílio de uma faca e uma espátula, com dimensões iguais a 6,0 x 6,0 x 2,0 cm (comprimento x largura x altura), o topo e a base foram regularizados e o material excedente foi coletado para a determinação do teor de umidade do solo.

Figura 3.17 - Talhagem do corpo de prova: (a) cravação do anel metálico no solo compactado; (b) corpo de prova talhado

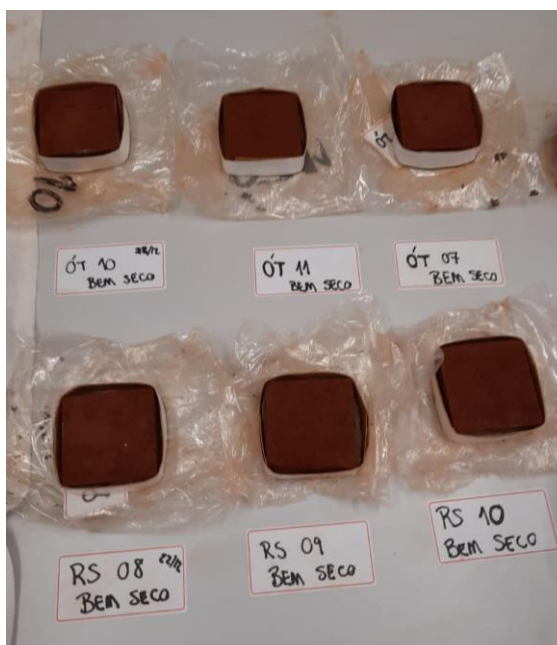


Fonte: O autor (2021)

Para as amostras não saturadas, os corpos de prova foram talhados na umidade de moldagem, e envoltos por um anel provisório, feito de fita adesiva, apenas para tentar evitar variações bruscas nas dimensões dos corpos de prova. Os corpos de prova foram levados então até a umidade referente à sucção desejada, sendo esta umidade determinada por meio da curva característica. Para as sucções de 300 kPa e 30000 kPa, os corpos de prova foram levados até a umidade correspondente por um processo de secagem. A Figura 3.18 apresenta os corpos de prova já talhados, submetidos ao processo de secagem. Após atingir a umidade desejada, os

corpos de prova foram embalados em sacos plásticos, deixando atingir o equilíbrio antes de ensaiá-los.

Figura 3.18 - Corpos de prova talhados submetidos a processo de secagem



Fonte: o autor (2022)

A Tabela 3.2 apresenta os teores de umidade correspondentes a cada nível de sucção, para cada condição de moldagem.

Tabela 3.2 – Umidades correspondentes aos níveis de sucção escolhidos

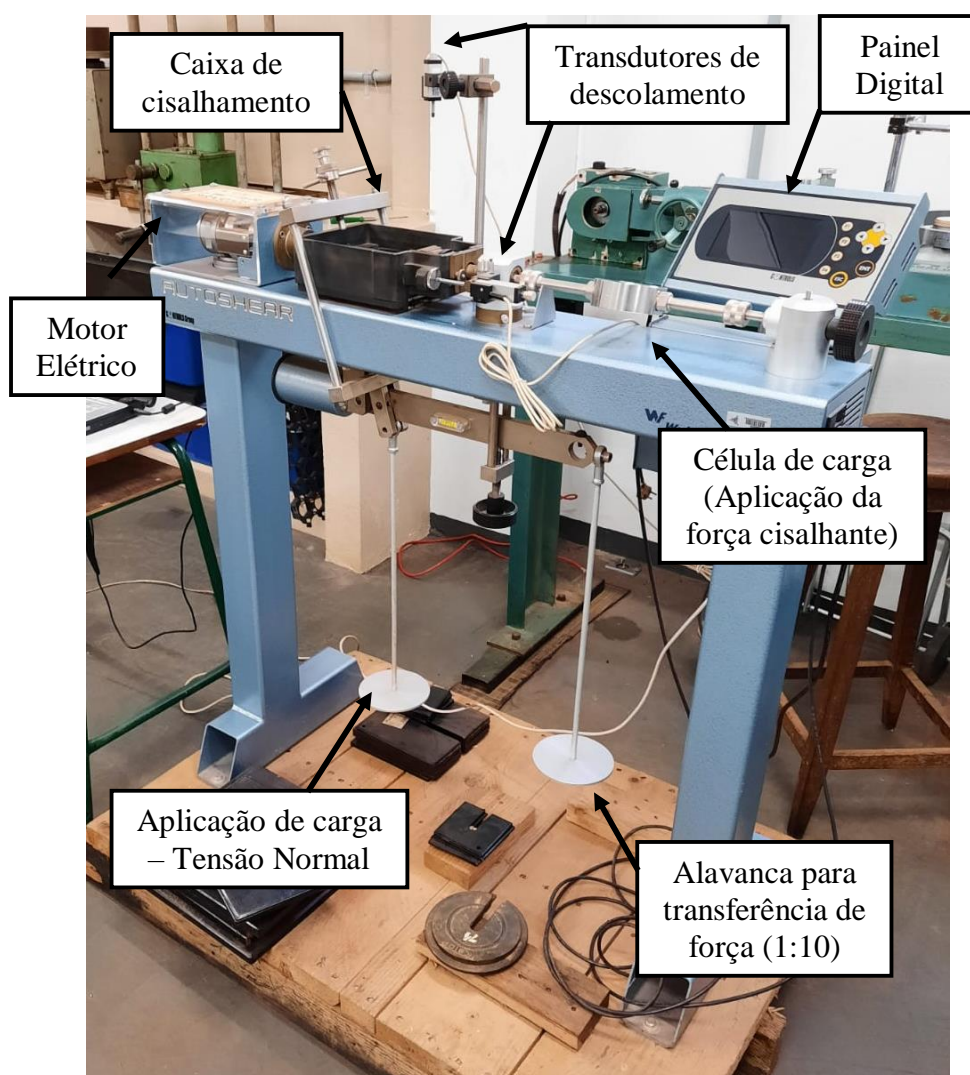
| Condição de moldagem | Sucção | Umidade |
|------------------------------|-----------|---------------------|
| Ramo Seco (w = 28,5%) | 0 kPa | umidade de moldagem |
| | 300 kPa | 26,8% |
| | 30000 kPa | 2,5% |
| Umidade ótima (w = 30,5%) | 0 kPa | umidade de moldagem |
| | 300 kPa | 28,8% |
| | 30000 kPa | 2,5% |
| Ramo úmido (w=32,7%) | 0 kPa | umidade de moldagem |
| | 300 kPa | 29,0% |
| | 30000 kPa | 2,5% |

Fonte: o autor (2022)

3.6.2.2 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados utilizando um equipamento do modelo *AUTOSHEAR 27-WF2160*, apresentado na Figura 3.19, do Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Estadual de Maringá (UEM), possuindo um sistema de aquisição de dados automático e controle digital da velocidade.

Figura 3.19 - Equipamento de cisalhamento direto *AUTOSHEAR*

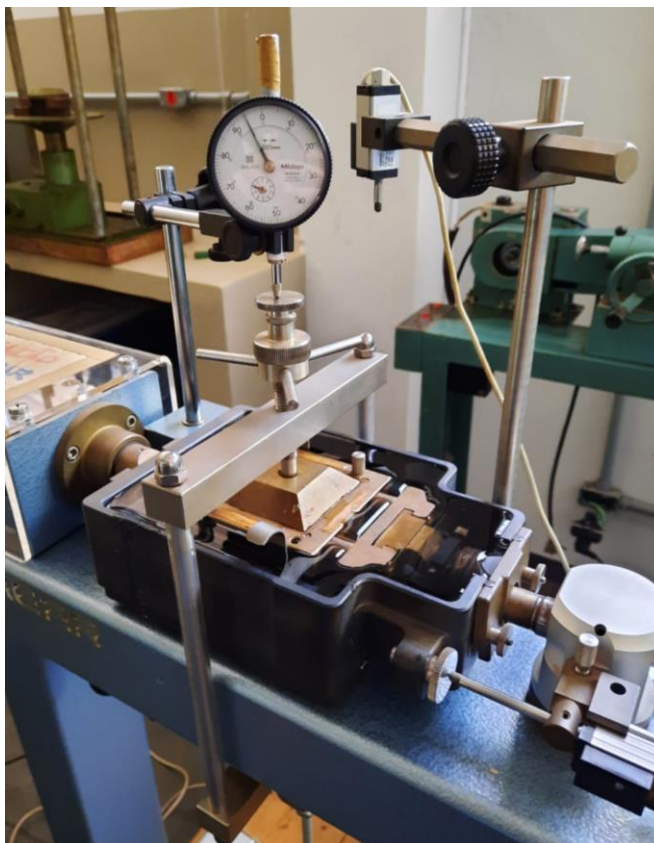


Fonte: O autor (2021)

Para os ensaios saturados (inundado), o corpo de prova foi montado no equipamento, aplicou-se uma carga de assentamento equivalente a 5 kPa ($\approx 1,840$ kg), para evitar problemas relacionados à expansão do corpo de prova ao entrar em contato com a água, e em seguida submerso por 24 horas, registrando-se o deslocamento vertical ocorrido durante o período por

meio de um extensômetro, conforme apresenta a Figura 3.20. Contudo, essa leitura não é incluída nos gráficos relacionados ao deslocamento vertical.

Figura 3.20 - Medição do deslocamento vertical durante a inundação de um corpo de prova saturado



Fonte: o autor (2021)

Após as 24 horas de inundação, o extensômetro foi retirado e iniciado o adensamento do corpo de prova, etapa no qual foram registrados, por 30 minutos, os deslocamentos verticais do corpo de prova ao ser submetido a diferentes tensões normais (50, 100 e 200 kPa).

Para os ensaios não saturados (não inundado), os corpos de prova foram montados no equipamento e, logo em seguida, iniciada a etapa de adensamento, registrando os deslocamentos verticais durante 30 minutos.

Com base nos deslocamentos verticais obtidos na etapa de adensamento, foi possível determinar a taxa de cisalhamento, isto é, a velocidade horizontal da prensa, cujo valor deve ser baixo o suficiente para evitar a geração de pressão neutra ao longo do cisalhamento. A taxa de cisalhamento foi calculada de acordo com a norma britânica BS 1377-8 (1990), procedimento apresentado no item 2.5.3.2. A velocidade encontrada foi de 0,088 mm/min, contudo, foi

arbitrado para o ensaio de cisalhamento direto uma taxa de cisalhamento de 0,042 mm/min, a mesma velocidade utilizada no ensaio triaxial, de forma que todos os corpos de prova fossem rompidos com a mesma velocidade, tornando assim possível realizar a comparação entre os ensaios.

A partir dos dados coletados nos ensaios de cisalhamento direto, foi possível plotar as curvas Tensão de cisalhamento (τ) x Deslocamento horizontal e Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal. Em seguida, definiu-se a tensão cisalhante de ruptura utilizando o critério de ruptura de tensão de cisalhamento de pico, uma vez que observou-se um comportamento de ruptura nítida nos corpos de prova ensaiados. Com base nos valores de tensão de cisalhamento e tensões normais, foi possível obter as envoltórias de ruptura baseadas no critério de Mohr-Coulomb e, conseqüentemente, o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e o intercepto de coesão (c') para cada condição de moldagem e para os níveis de sucção 0 kPa (saturado), 300 kPa e 30000 kPa (\approx seco).

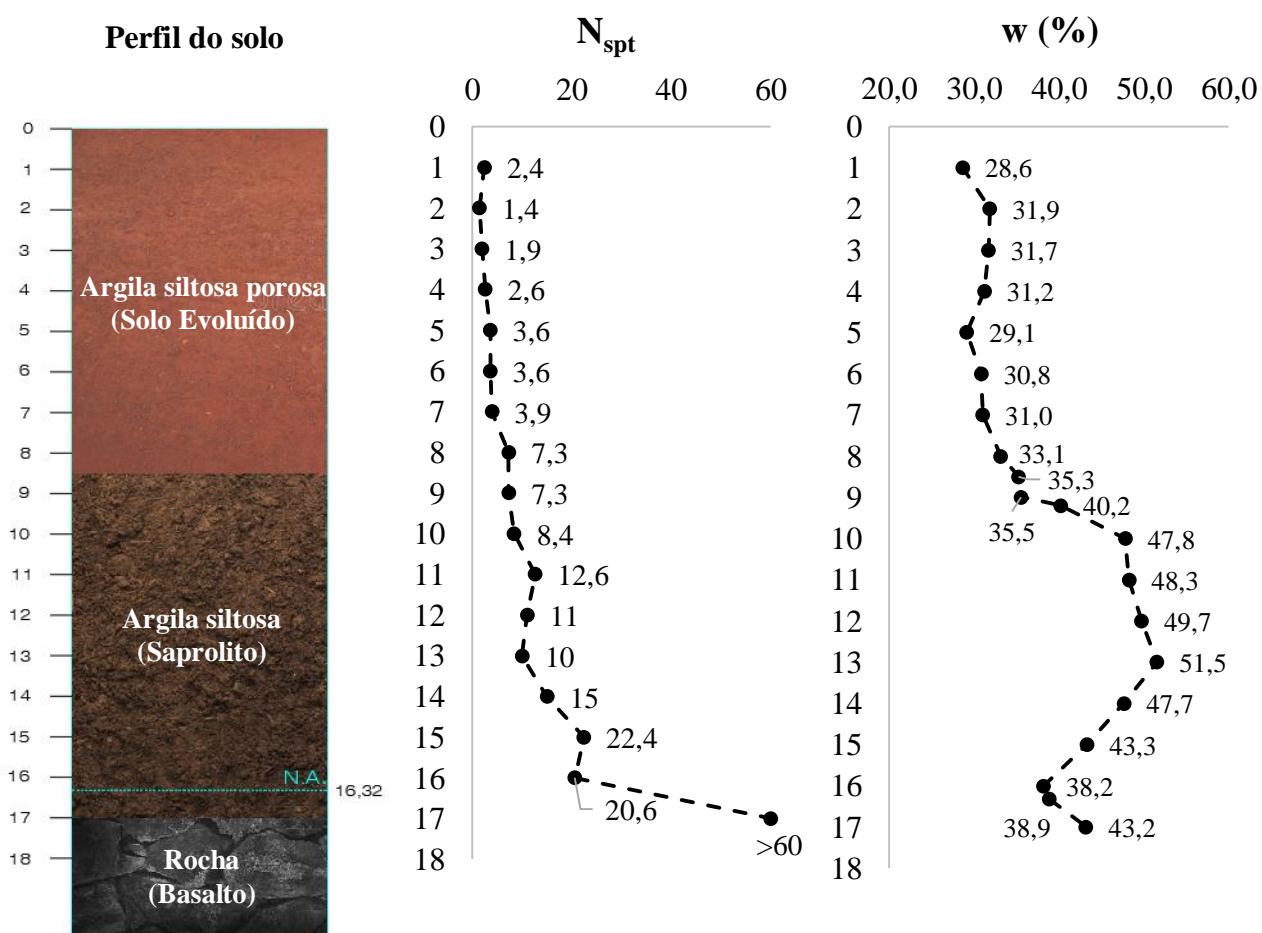
Em seguida, em posse das envoltórias de ruptura obtidas para cada nível de sucção, foi possível determinar a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento do solo (ϕ_b) por meio do modelo de Vilar (2006), possibilitando determinar a superfície de resistência ao cisalhamento do solo não saturado, sendo plotada utilizando as variáveis tensão cisalhante (τ), tensão normal efetiva (σ') e sucção matricial estimada (ψ_m).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT

A partir da sondagem de simples reconhecimento com SPT, obteve-se o perfil do solo, determinado através de análise tátil-visual das amostras retiradas do interior do amostrador, e os valores dos índices de resistência à penetração (N_{spt}), apresentados na Figura 4.1, constando também os valores de teor de umidade para cada profundidade, determinadas logo após a realização da sondagem.

Figura 4.1 – Perfil do solo e valores dos índices de resistência à penetração (N_{SPT})



Ao analisar o perfil geológico do solo e os valores dos índices de resistência à penetração do solo (N_{spt}), constatou-se que o solo do local estudado é composto por duas camadas distintas:

uma camada superficial de solo evoluído e uma camada, subjacente a esta superficial, constituída de saprolito.

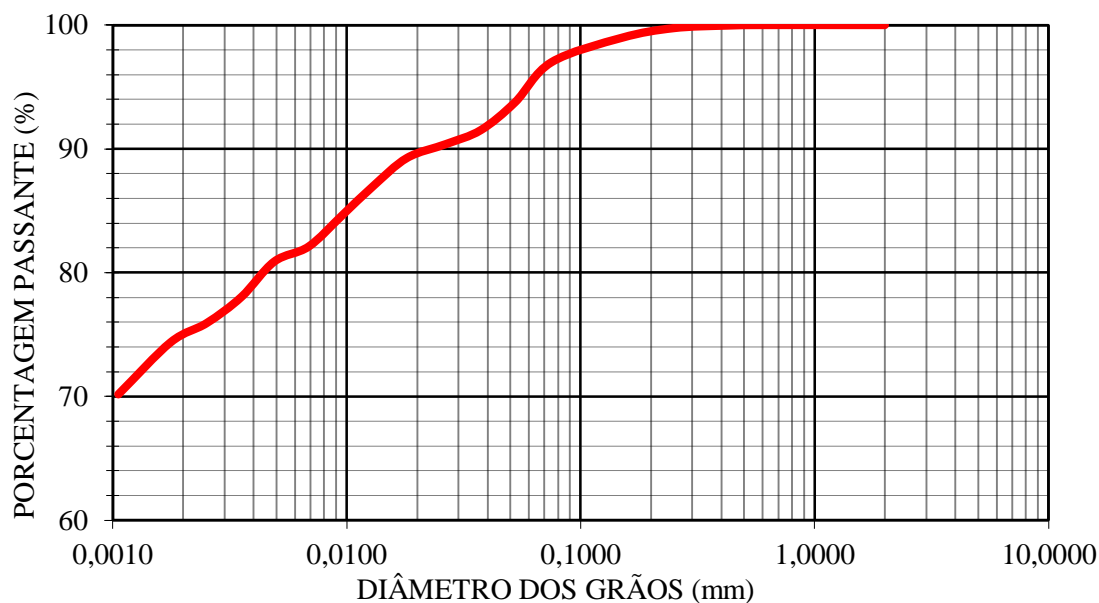
A camada de solo evoluído, classificado como Latossolo Vermelho distroférrico, proveniente da alteração do basalto, apresenta uma textura argilo-siltosa, de cor marrom avermelhado, estendendo-se até uma profundidade de 8,50 m aproximadamente. A umidade média observada para este trecho foi de 32,4%, realçando a grande capacidade de retenção de água, característico dos solos argilosos. Para esta camada, os índices de resistência à penetração observados são relativamente pequenos, apresentando valores menores do que 4 até a profundidade de 7 m, sendo observado a transição do comportamento do material aos 8 m, iniciando a camada de saprolito.

A camada de saprolito também apresenta uma textura argilo-siltosa, com coloração variegada (com predomínio de roxo e marrom amarelado). A umidade observada nessa camada de solo é superior à umidade da camada de solo evoluído, apresentando uma umidade média de 43,3%. A camada de saprolito estende-se até cerca de 17 m de profundidade, onde, através da sondagem de simples reconhecimento, atingiu-se o impenetrável. O nível freático foi observado na camada de saprolito a 16,32 m de profundidade.

Para esta pesquisa, apenas a camada de solo evoluída será estudada, especificamente a profundidade de 3 m.

4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A partir da análise granulométrica conjunta, realizada por peneiramento e sedimentação, com uso de solução defloculante de hexametáfosfato de sódio, conforme a NBR 7181:2016, obteve-se a curva granulométrica para a camada de solo evoluído referente a profundidade de 3 m, apresentada na Figura 4.2. É possível observar que o material analisado é composto em sua totalidade por grãos menores do que 2 mm.

Figura 4.2 – Curva granulométrica do perfil de solo evoluído

Fonte: O autor (2020)

Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização são apresentados na Tabela 4.1, em conformidade com as normas ABNT NBR 6502:1995 e ASTM D2487:2017.

Tabela 4.1 – Resultados obtidos nos ensaios de caracterização geotécnica

| Prof. (m) | Porcentagem passante (%) | | | Índices físicos | | | Classificação | | |
|--------------|-----------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|-----------|-----------|---------------|----------------|---|
| | Argila $\phi < 0,002$ mm | Silte $0,002 < \phi < 0,06$ mm | Areia fina $0,06 < \phi < 0,2$ mm | ρ_s (g/cm ³) | LL (%) | LP (%) | IP (%) | ABNT | SUCS |
| 3 | 75 | 20 | 5 | 3,03 | 57 | 37 | 20 | Argila Siltosa | MH (Silte de alta compressibilidade) |

Fonte: O autor (2020)

A partir dos resultados obtidos, observa-se que o solo analisado é composto predominantemente por argila (75%), com uma fração de silte (20%) e uma pequena fração de areia (5%). Desta forma, o solo evoluído foi classificado de acordo com a ABNT NBR 6502:1995 como Argila Siltosa e, de acordo com a ASTM D2487:2017, como Silte de alta plasticidade (MH). Quanto à massa específica dos sólidos, o valor encontrado foi de 3,03 g/cm³, um valor considerado elevado, justificado pela presença de minerais férricos. Os limites de consistência – liquidez e plasticidade – obtidos foram de 57% e 37% respectivamente, resultando em um índice de plasticidade equivalente a 20%, sendo classificado como de alta plasticidade, segundo Caputo (1988).

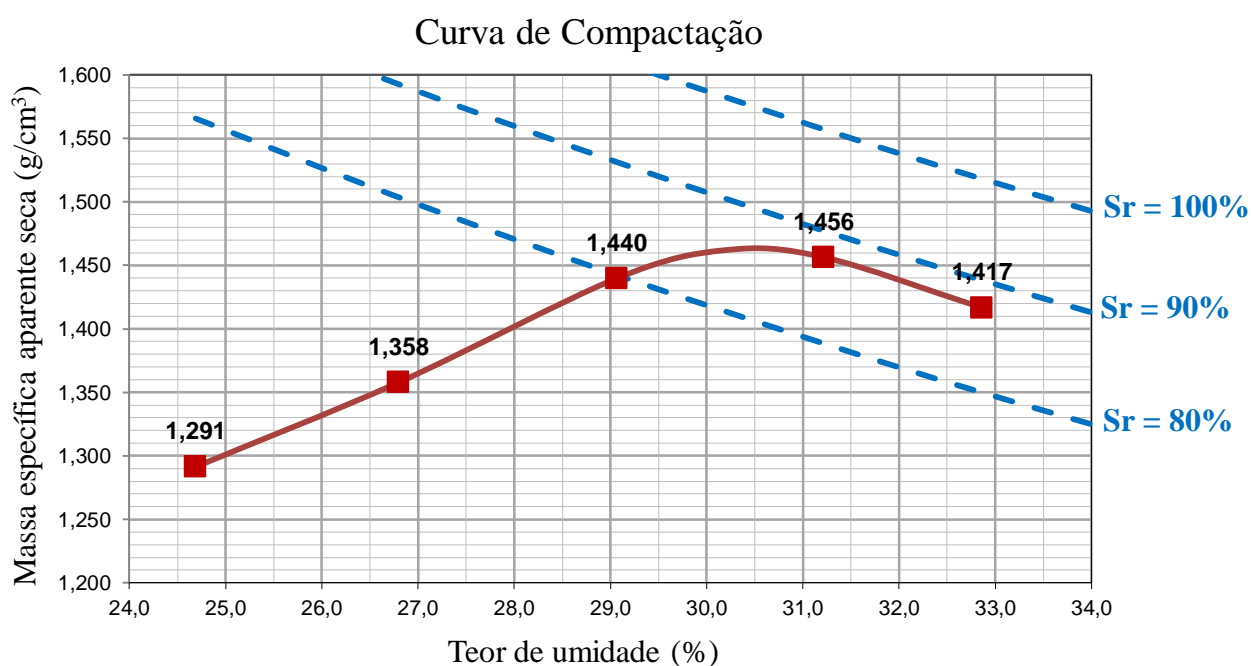
Ao analisar o mesmo solo desse estudo, Gutierrez (2005) identificou, para a camada de solo evoluído do perfil de Latossolo Vermelho Distroférico, com profundidade aproximada de 9,5 m, a cor marrom avermelhada e a textura predominantemente argilo-siltosa. A autora também constatou que o N_{spt} variou entre 1 e 4 para as camadas mais próximas à superfície, contudo o índice aumentou com a profundidade, porém atingindo valores menores do que 8 entre 7 m e 9 m. As massas específicas dos sólidos obtidas variaram de 2,98 g/cm³ a 3,08 g/cm³ ao longo da camada analisada. Quanto aos limites de consistência, os valores de IP obtidos pela autora foram de 15% a 24% e os LL estiveram entre 57% e 73%, sendo estes valores mais elevados na transição para o saprolito.

Desta forma, nota-se que os resultados obtidos na caracterização geotécnica e os índices de resistência à penetração obtidos para o perfil estão de acordo os resultados obtidos na caracterização do perfil de Latossolo Vermelho Distroférico realizado por Gutierrez (2005).

4.3 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

A Figura 4.3 apresenta a curva obtida no ensaio de compactação Proctor Normal ($E=600$ kJ/m³). Os valores da massa específica aparente seca máxima e a umidade ótima obtidos foram de 1,464 g/cm³ e 30,5%, respectivamente.

Figura 4.3 – Curva de compactação para as amostras de solo da profundidade 3 m



4.4 CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA ENSAIADOS

Para realizar a determinação da resistência ao cisalhamento para diferentes condições de umidade, foram ensaiados 36 corpos de prova no total, sendo 9 corpos de prova para o ensaio de compressão triaxial, na condição saturada, e 27 corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto, na condição saturada e não saturada. As Tabela 4.2 e Tabela 4.3 apresentam, para os ensaios de compressão triaxial e de cisalhamento direto, respectivamente, os índices físicos de todos os corpos de prova ensaiados, apresentando valores referentes ao início e após o término dos ensaios, e a análise estatística dos índices físicos dos corpos de prova ensaiados.

Tabela 4.2 – Índices físicos dos corpos de prova ensaiados por compressão triaxial

| Corpo de prova | Condição de moldagem | Tensão Confinante / Tensão Normal | Sucção | Ensaio Triaxial | | | | | | | | | | |
|---------------------------------|----------------------|-----------------------------------|--------|--------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------|----------|------------|------------------------|-------------------------------|--------|----------|------------|
| | | | | Características Iniciais | | | | | | Características Finais | | | | |
| | | | | w (%) | ρ_d (g/cm ³) | ρ_s (g/cm ³) | e_i | η_i | Sr_i (%) | w (%) | ρ_d (g/cm ³) | e_f | η_f | Sr_f (%) |
| RS 10 | RAMO SECO | 50 kPa | 0 kPa | 28,0 | 1,43 | 3,03 | 1,124 | 0,529 | 75,59 | 28,0 | 1,43 | 1,117 | 0,528 | - * |
| RS 09 | | 100 kPa | 0 kPa | 28,6 | 1,42 | 3,03 | 1,135 | 0,532 | 76,35 | 25,0 | 1,45 | 1,084 | 0,520 | - * |
| RS 12 | | 200 kPa | 0 kPa | 28,4 | 1,43 | 3,03 | 1,127 | 0,530 | 76,46 | 32,7 | 1,45 | 1,092 | 0,522 | - * |
| Média | | | | 28,3 | 1,42 | 3,03 | 1,128 | 0,530 | 76,13 | 28,5 | 1,45 | 1,098 | 0,523 | - * |
| Desvio Padrão | | | | 0,3 | 0,00 | 0,00 | 0,006 | 0,001 | 0,47 | 3,9 | 0,012 | 0,018 | 0,004 | - * |
| Coefficiente de variação | | | | 1,08% | 0,27% | 0,00% | 0,52% | 0,24% | 0,62% | 13,57% | 0,84% | 1,61% | 0,76% | - * |
| ÓT 07 | UMIDADE ÓTIMA | 50 kPa | 0 kPa | 30,3 | 1,47 | 3,03 | 1,065 | 0,516 | 86,12 | 30,5 | 1,46 | 1,071 | 0,517 | - * |
| ÓT 10 | | 100 kPa | 0 kPa | 30,3 | 1,45 | 3,03 | 1,094 | 0,523 | 83,89 | 31,4 | 1,46 | 1,080 | 0,519 | - * |
| ÓT 08 | | 200 kPa | 0 kPa | 30,3 | 1,46 | 3,03 | 1,072 | 0,517 | 85,73 | 26,4 | 1,55 | 0,953 | 0,488 | - * |
| Média | | | | 30,3 | 1,46 | 3,03 | 1,077 | 0,519 | 85,24 | 29,5 | 1,49 | 1,035 | 0,508 | - * |
| Desvio Padrão | | | | 0,0 | 0,01 | 0,00 | 0,015 | 0,004 | 1,19 | 2,7 | 0,05 | 0,071 | 0,018 | - * |
| Coefficiente de variação | | | | 0,12% | 0,74% | 0,00% | 1,43% | 0,69% | 1,40% | 9,01% | 3,57% | 6,88% | 3,45% | - * |
| RU 09 | RAMO ÚMIDO | 50 kPa | 0 kPa | 32,3 | 1,42 | 3,03 | 1,130 | 0,531 | 86,51 | 31,8 | 1,43 | 1,117 | 0,528 | - * |
| RU11 | | 100 kPa | 0 kPa | 32,3 | 1,43 | 3,03 | 1,126 | 0,530 | 87,01 | 65,3 | 1,44 | 1,102 | 0,524 | - * |
| RU 04 | | 200 kPa | 0 kPa | 32,2 | 1,43 | 3,03 | 1,122 | 0,529 | 86,85 | 31,6 | 1,68 | 0,803 | 0,445 | - * |
| Média | | | | 32,2 | 1,43 | 3,03 | 1,126 | 0,530 | 86,79 | 42,9 | 1,52 | 1,007 | 0,499 | - * |
| Desvio Padrão | | | | 0,1 | 0,00 | 0,00 | 0,004 | 0,001 | 0,26 | 19,4 | 0,14 | 0,177 | 0,047 | - * |
| Coefficiente de variação | | | | 0,21% | 0,18% | 0,00% | 0,34% | 0,16% | 0,29% | 45,16% | 9,29% | 17,57% | 9,32% | - * |

* - Não foi possível determinar o grau de saturação final devido à dificuldade de se obter o volume final.

Fonte: o autor (2022)

Tabela 4.3 – Índices físicos de todos os corpos ensaiados por cisalhamento direto

| Corpo de prova | Condição de moldagem | Tensão Confinante / Tensão Normal | Sucção | Ensaio de Cisalhamento Direto | | | | | | | | | | |
|---------------------------------|----------------------|-----------------------------------|---------|-------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------|-------|---------|------------------------|-------------------------|--------|-------|---------|
| | | | | Características Iniciais | | | | | | Características Finais | | | | |
| | | | | w (%) | pd (g/cm ³) | ps (g/cm ³) | ei | ηi | Sri (%) | w (%) | pd (g/cm ³) | ef | ηf | Srf (%) |
| RS 1 | RAMO SECO | 50 kPa | 0 kPa | 29,1 | 1,42 | 3,03 | 1,138 | 0,532 | 77,46 | 36,6 | 1,43 | 1,119 | 0,528 | - * |
| RS 2 | | 100 kPa | 0 kPa | 28,4 | 1,44 | 3,03 | 1,107 | 0,525 | 77,73 | 35,0 | 1,47 | 1,058 | 0,514 | - * |
| RS 11 | | 200 kPa | 0 kPa | 28,4 | 1,44 | 3,03 | 1,101 | 0,524 | 78,14 | 33,9 | 1,58 | 0,917 | 0,478 | - * |
| Média | | | | 28,6 | 1,43 | 3,03 | 1,116 | 0,527 | 77,78 | 35,2 | 1,49 | 1,031 | 0,507 | - * |
| Desvio Padrão | | | | 0,4 | 0,01 | 0,00 | 0,020 | 0,004 | 0,34 | 1,4 | 0,08 | 0,104 | 0,026 | - * |
| Coefficiente de variação | | | | 1,41% | 0,94% | 0,00% | 1,79% | 0,84% | 0,44% | 3,86% | 5,22% | 10,07% | 5,08% | - * |
| ÓT 1 | UMIDADE ÓTIMA | 50 kPa | 0 kPa | 29,9 | 1,50 | 3,03 | 1,019 | 0,505 | 88,94 | 32,1 | 1,52 | 0,993 | 0,498 | - * |
| ÓT 9 | | 100 kPa | 0 kPa | 30,6 | 1,48 | 3,03 | 1,046 | 0,511 | 88,65 | 34,5 | 1,54 | 0,974 | 0,493 | - * |
| ÓT 4 | | 200 kPa | 0 kPa | 30,3 | 1,49 | 3,03 | 1,039 | 0,510 | 88,36 | 32,7 | 1,66 | 0,828 | 0,453 | - * |
| Média | | | | 30,3 | 1,49 | 3,03 | 1,035 | 0,508 | 88,65 | 33,1 | 1,57 | 0,932 | 0,482 | - * |
| Desvio Padrão | | | | 0,4 | 0,01 | 0,00 | 0,014 | 0,003 | 0,29 | 1,2 | 0,08 | 0,091 | 0,025 | - * |
| Coefficiente de variação | | | | 1,16% | 0,70% | 0,00% | 1,37% | 0,68% | 0,33% | 3,77% | 4,82% | 9,74% | 5,19% | - * |
| RU 2 | RAMO ÚMIDO | 50 kPa | 0 kPa | 32,0 | 1,41 | 3,03 | 1,150 | 0,535 | 84,28 | 36,2 | 1,41 | 1,144 | 0,534 | - * |
| RU 3 | | 100 kPa | 0 kPa | 32,1 | 1,42 | 3,03 | 1,140 | 0,533 | 85,33 | 36,7 | 1,48 | 1,043 | 0,511 | - * |
| RU 4 | | 200 kPa | 0 kPa | 32,3 | 1,42 | 3,03 | 1,129 | 0,530 | 86,66 | 33,6 | 1,62 | 0,868 | 0,465 | - * |
| Média | | | | 32,1 | 1,42 | 3,03 | 1,140 | 0,533 | 85,42 | 35,5 | 1,51 | 1,019 | 0,503 | - * |
| Desvio Padrão | | | | 0,2 | 0,01 | 0,00 | 0,011 | 0,002 | 1,19 | 1,7 | 0,11 | 0,140 | 0,035 | - * |
| Coefficiente de variação | | | | 0,48% | 0,49% | 0,00% | 0,93% | 0,43% | 1,40% | 4,69% | 7,06% | 13,72% | 6,98% | - * |
| RS 07 | RAMO SECO | 50 kPa | 300 kPa | 26,7 | 1,40 | 3,03 | 1,158 | 0,537 | 69,86 | 26,8 | 1,42 | 1,132 | 0,531 | - * |
| RS 12 | | 100 kPa | 300 kPa | 26,2 | 1,45 | 3,03 | 1,094 | 0,522 | 72,57 | 25,6 | 1,49 | 1,038 | 0,509 | - * |
| RS 17 | | 200 kPa | 300 kPa | 26,7 | 1,43 | 3,03 | 1,120 | 0,528 | 72,21 | 26,8 | 1,49 | 1,036 | 0,509 | - * |
| Média | | | | 26,5 | 1,43 | 3,03 | 1,124 | 0,529 | 71,54 | 26,4 | 1,47 | 1,069 | 0,516 | - * |
| Desvio Padrão | | | | 0,3 | 0,02 | 0,00 | 0,032 | 0,007 | 1,47 | 0,7 | 0,04 | 0,055 | 0,013 | - * |
| Coefficiente de variação | | | | 1,09% | 1,51% | 0,00% | 2,87% | 1,35% | 2,06% | 2,62% | 2,62% | 5,15% | 2,45% | - * |
| ÓT 05 | UMIDADE ÓTIMA | 50 kPa | 300 kPa | 28,8 | 1,50 | 3,03 | 1,024 | 0,506 | 85,21 | 26,9 | 1,57 | 0,936 | 0,483 | - * |
| ÓT 06 | | 100 kPa | 300 kPa | 28,5 | 1,49 | 3,03 | 1,034 | 0,508 | 83,55 | 27,6 | 1,55 | 0,955 | 0,488 | - * |
| ÓT 16 | | 200 kPa | 300 kPa | 28,5 | 1,49 | 3,03 | 1,040 | 0,510 | 83,00 | 27,0 | 1,56 | 0,942 | 0,485 | - * |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------|------------------|---------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-----|
| Média | | | | 28,6 | 1,49 | 3,03 | 1,033 | 0,508 | 83,92 | 27,2 | 1,56 | 0,944 | 0,486 | - * |
| Desvio Padrão | | | | 0,2 | 0,01 | 0,00 | 0,008 | 0,002 | 1,15 | 0,4 | 0,01 | 0,010 | 0,003 | - * |
| Coefficiente de variação | | | | 0,61% | 0,40% | 0,00% | 0,80% | 0,39% | 1,37% | 1,39% | 0,49% | 1,01% | 0,52% | - * |
| RU 11 | RAMO ÚMIDO | 50 kPa | 300 kPa | 28,8 | 1,44 | 3,03 | 1,104 | 0,525 | 79,03 | 27,6 | 1,48 | 1,042 | 0,510 | - * |
| RU 12 | | 100 kPa | 300 kPa | 28,2 | 1,44 | 3,03 | 1,104 | 0,525 | 77,39 | 28,0 | 1,49 | 1,038 | 0,509 | - * |
| RU 13 | | 200 kPa | 300 kPa | 29,0 | 1,42 | 3,03 | 1,135 | 0,532 | 77,40 | 29,1 | 1,51 | 1,007 | 0,502 | - * |
| Média | | | | 28,7 | 1,43 | 3,03 | 1,115 | 0,527 | 77,94 | 28,2 | 1,49 | 1,029 | 0,507 | - * |
| Desvio Padrão | | | | 0,4 | 0,01 | 0,00 | 0,018 | 0,004 | 0,95 | 0,8 | 0,01 | 0,019 | 0,005 | - * |
| Coefficiente de variação | | | | 1,45% | 0,85% | 0,00% | 1,61% | 0,76% | 1,22% | 2,75% | 0,95% | 1,87% | 0,93% | - * |
| RS 8 | RAMO SECO | 50 kPa | 30000 kPa | 2,6 | 1,41 | 3,03 | 1,155 | 0,536 | 6,69 | 2,5 | 1,44 | 1,111 | 0,526 | - * |
| RS 9 | | 100 kPa | 30000 kPa | 2,4 | 1,43 | 3,03 | 1,117 | 0,528 | 6,56 | 2,9 | 1,46 | 1,073 | 0,517 | - * |
| RS 10 | | 200 kPa | 30000 kPa | 2,5 | 1,44 | 3,03 | 1,101 | 0,524 | 6,85 | 2,6 | 1,50 | 1,027 | 0,507 | - * |
| Média | | | | 2,5 | 1,43 | 3,03 | 1,125 | 0,529 | 6,70 | 2,7 | 1,46 | 1,070 | 0,517 | - * |
| Desvio Padrão | | | | 0,1 | 0,02 | 0,00 | 0,028 | 0,006 | 0,14 | 0,2 | 0,03 | 0,042 | 0,010 | - * |
| Coefficiente de variação | | | | 2,62% | 1,29% | 0,00% | 2,45% | 1,15% | 2,16% | 7,81% | 2,05% | 3,96% | 1,92% | - * |
| ÓT 10 | UMIDADE ÓTIMA | 50 kPa | 30000 kPa | 2,5 | 1,49 | 3,03 | 1,040 | 0,510 | 7,19 | 2,2 | 1,51 | 1,012 | 0,503 | - * |
| ÓT 11 | | 100 kPa | 30000 kPa | 2,5 | 1,48 | 3,03 | 1,042 | 0,510 | 7,39 | 3,7 | 1,51 | 1,007 | 0,502 | - * |
| ÓT 7 | | 200 kPa | 30000 kPa | 2,5 | 1,49 | 3,03 | 1,032 | 0,508 | 7,37 | 2,1 | 1,53 | 0,982 | 0,495 | - * |
| Média | | | | 2,5 | 1,49 | 3,03 | 1,038 | 0,509 | 7,32 | 2,7 | 1,52 | 1,000 | 0,500 | - * |
| Desvio Padrão | | | | 0,0 | 0,00 | 0,00 | 0,005 | 0,001 | 0,11 | 0,9 | 0,01 | 0,016 | 0,004 | - * |
| Coefficiente de variação | | | | 1,40% | 0,25% | 0,00% | 0,50% | 0,25% | 1,46% | 33,61% | 0,81% | 1,62% | 0,81% | - * |
| RU 8 | RAMO ÚMIDO | 50 kPa | 30000 kPa | 2,5 | 1,41 | 3,03 | 1,147 | 0,534 | 6,50 | 2,5 | 1,44 | 1,106 | 0,525 | - * |
| RU 9 | | 100 kPa | 30000 kPa | 2,5 | 1,42 | 3,03 | 1,134 | 0,531 | 6,73 | 2,9 | 1,46 | 1,081 | 0,519 | - * |
| RU 10 | | 200 kPa | 30000 kPa | 2,5 | 1,42 | 3,03 | 1,128 | 0,530 | 6,72 | 2,9 | 1,47 | 1,063 | 0,515 | - * |
| Média | | | | 2,5 | 1,42 | 3,03 | 1,136 | 0,532 | 6,65 | 2,8 | 1,45 | 1,083 | 0,520 | - * |
| Desvio Padrão | | | | 0,0 | 0,01 | 0,00 | 0,010 | 0,002 | 0,13 | 0,2 | 0,02 | 0,022 | 0,005 | - * |
| Coefficiente de variação | | | | 1,23% | 0,47% | 0,00% | 0,88% | 0,41% | 2,00% | 8,35% | 1,03% | 1,99% | 0,95% | - * |

* - Não foi possível determinar o grau de saturação final devido à dificuldade de se obter o volume final.

Fonte: o autor (2022)

Para avaliar a dispersão dos dados, o desvio padrão e o coeficiente de variação (CV) dos índices físicos foram calculados. O maior valor de CV encontrado, para os ensaios triaxial e cisalhamento direto, foi de 1,51%, para os corpos de prova moldados no ramo seco e submetidos a uma sucção equivalente à 300 kPa. Os valores de CV encontrados foram significativamente menores do que 10%, indicando uma pequena variabilidade dos dados obtidos.

4.5 CURVA CARACTERÍSTICA DO SOLO

A partir dos ensaios realizados utilizando a câmara de pressão de Richards, diversos pontos amostrais foram obtidos sob uma trajetória de secagem, até a capacidade máxima de sucção na câmara de pressão, equivalente a 1500 kPa. Para obter as curvas características, foi aplicado o modelo de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) sob os pontos amostrais. Esse modelo foi aplicado para realizar a previsão das sucções, teores de umidade e da própria curva para os valores de sucção maiores do que 1500 kPa. Após ajuste, nota-se um comportamento bimodal das curvas características, caracterizado pela existência de dois valores de entrada de ar e um patamar intermediário, no qual pequenas variações de umidade provocam grandes variações de sucção. A Figura 4.4 reúne os pontos amostrais obtidos experimentalmente e as curvas características obtidas, para cada condição de moldagem, após o ajuste ser aplicado. Já os parâmetros utilizados no ajuste matemático para a obtenção das curvas características são apresentados na Tabela 4.4.

Figura 4.4 – Pontos amostrais e curvas características obtidas para cada condição de moldagem

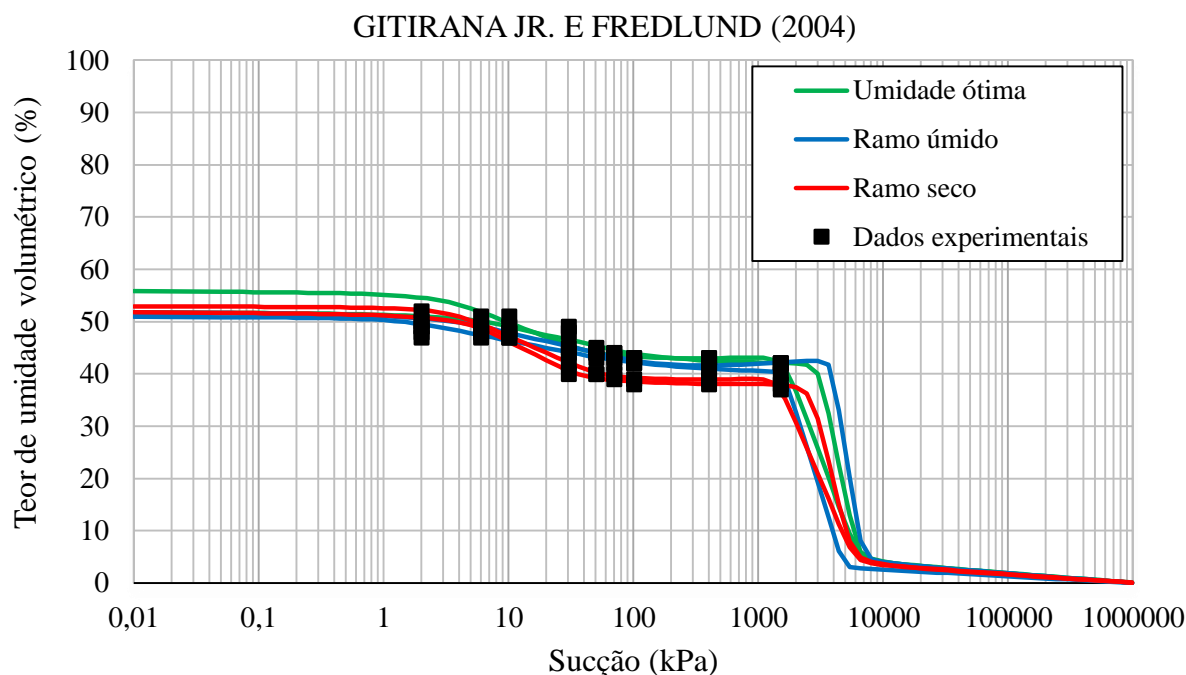


Tabela 4.4 – Parâmetros de ajuste utilizados na obtenção das curvas características

| Condição de moldagem | | N° Anel | θ_{sat} (%) | Ψ_{VEA1} (kPa) | Ψ_{RES1} (kPa) | S_{RES1} (%) | Ψ_{VEA2} (kPa) | S_{b2} (%) | Ψ_{RES2} (kPa) | S_{RES2} (%) | a |
|----------------------|---------------|---------|--------------------|---------------------|---------------------|----------------|---------------------|--------------|---------------------|----------------|--------|
| Energia Normal | Ramo seco | 7 | 53,0 | 3,66 | 54,37 | 72,3 | 1430,53 | 74,2 | 5941,57 | 6,9 | 0,0340 |
| | | 9 | 52,0 | 6,84 | 28,94 | 71,1 | 2688,78 | 74,6 | 5506,41 | 6,4 | 0,0793 |
| | Umidade ótima | 1 | 56,0 | 3,96 | 41,40 | 74,6 | 1628,66 | 78,2 | 6228,78 | 7,1 | 0,0508 |
| | | 3 | 52,0 | 9,48 | 76,19 | 80,1 | 3050,96 | 81,8 | 6321,53 | 7,6 | 0,0556 |
| | Ramo úmido | 4 | 52,0 | 4,90 | 122,45 | 76,4 | 3876,78 | 82,9 | 6833,05 | 7,6 | 0,0490 |
| | | 6 | 51,0 | 1,55 | 74,08 | 81,3 | 1596,78 | 79,2 | 4826,56 | 5,7 | 0,0227 |

Fonte: o autor (2022)

Nota:

θ_{sat} = teor de umidade volumétrica na condição saturada;

Ψ_{VEA1} e Ψ_{VEA2} = sucção correspondente ao 1° e 2° valor de entrada de ar;

S_{b1} e S_{b2} = grau de saturação correspondente ao 1° e 2° valor de entrada de ar ($S_{b1}=100\%$);

Ψ_{RES1} e Ψ_{RES2} = sucção residual correspondente ao 1° e 2° valor de entrada de ar;

S_{RES1} e S_{RES2} = grau de saturação residual correspondente ao 1° e 2° valor de entrada de ar;

a = parâmetro de ajuste do modelo

4.6 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Os resultados obtidos dos ensaios de resistência ao cisalhamento serão apresentados inicialmente para a condição saturada, constituído pelos ensaios triaxiais e pelos ensaios de cisalhamento direto com sucção de 0 kPa (saturado). Em seguida, serão apresentados os resultados obtidos para a condição não saturada, constituído por ensaios de cisalhamento direto com sucção de 300 kPa e 30000 kPa (\approx seco). Os ensaios foram analisados sob diferentes critérios de ruptura. Os ensaios triaxiais foram analisados sob os critérios de máxima tensão desviatória, conforme orienta as normas ASTM D7181:2020 e BS 1377-8:1990, e de tensão desviatória referente a uma determinada deformação axial, sendo adotado como ruptura uma deformação axial de 10%. Os ensaios de cisalhamento direto foram analisados sob os critérios de máxima tensão de cisalhamento (tensão de pico), e de tensão de cisalhamento referente a um determinado deslocamento horizontal, sendo adotado como ruptura um deslocamento horizontal de 10%.

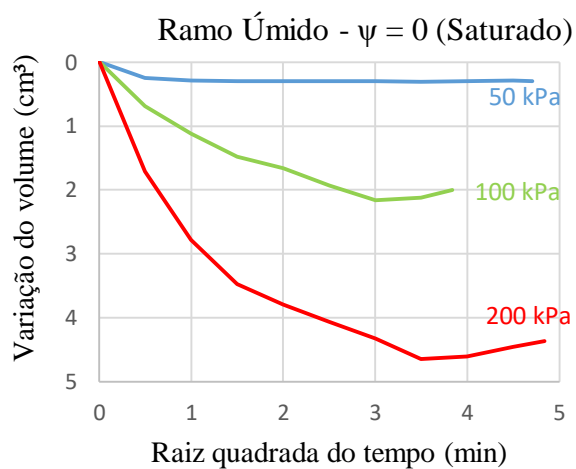
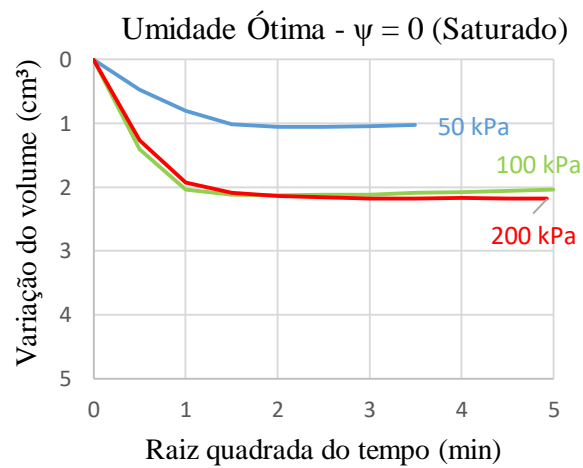
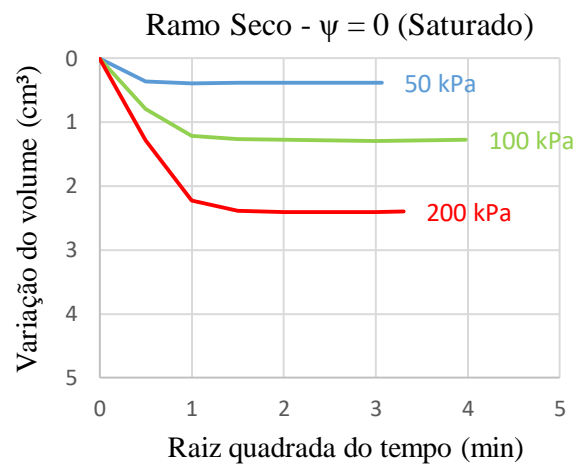
4.6.1 Ensaios de resistência ao cisalhamento saturados

4.6.1.1 Ensaios triaxiais saturados

4.6.1.1.1 Fase de Adensamento Isotrópico

Para os ensaios triaxiais, os corpos de prova foram submetidos ao estágio de adensamento após atingirem um parâmetro B igual ou maior do que 0,95, ou seja, após esse corpo de prova ser considerado saturado. Nesta etapa, os corpos de prova foram submetidos a tensões confinantes efetivas de 50, 100 e 200 kPa. A Figura 4.5 apresenta os gráficos de deformação volumétrica em função da raiz quadrada do tempo obtidos para as amostras compactadas, nas diferentes condições de moldagem, ensaiadas com sucções igual a 0 kPa (saturado).

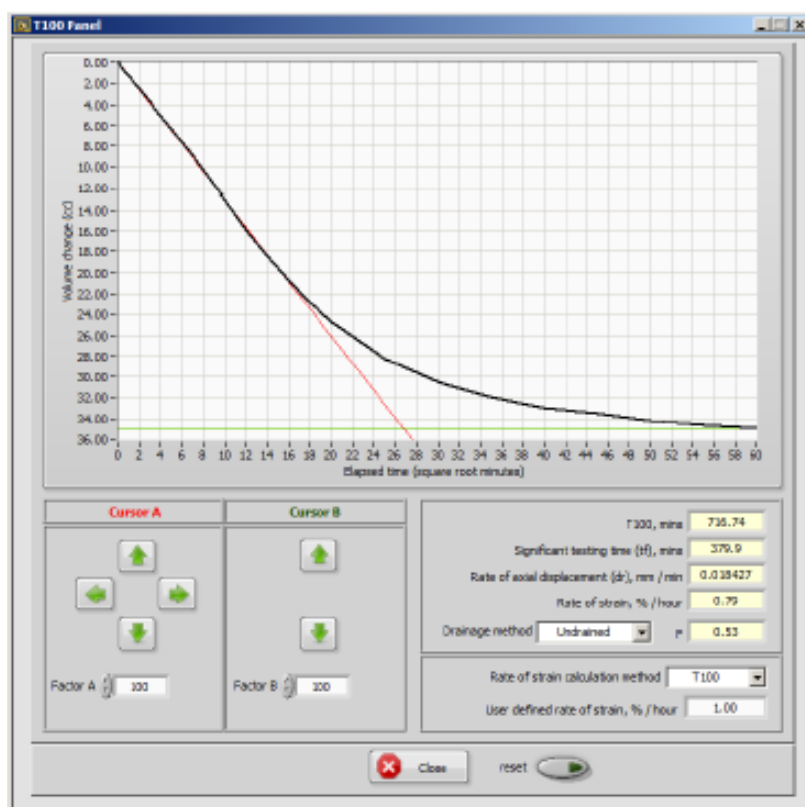
Figura 4.5 – Curvas de adensamento dos CPs saturados



Fonte: o autor (2022)

A partir das curvas de adensamento obtidas, o software *AUTOTRIAX 2* permite realizar o ajuste da curva para se obter o tempo correspondente ao adensamento de 100% (T_{100}) e a taxa de deformação a ser utilizada no estágio de cisalhamento, para que seja suficientemente lento, dissipando o excesso de poropressão, conforme ilustra a Figura 4.6. Para todos os corpos de prova ensaiados, o software determinou a velocidade a ser utilizada de 0,042 mm/min.

Figura 4.6 – Painel para determinação da taxa de deformação

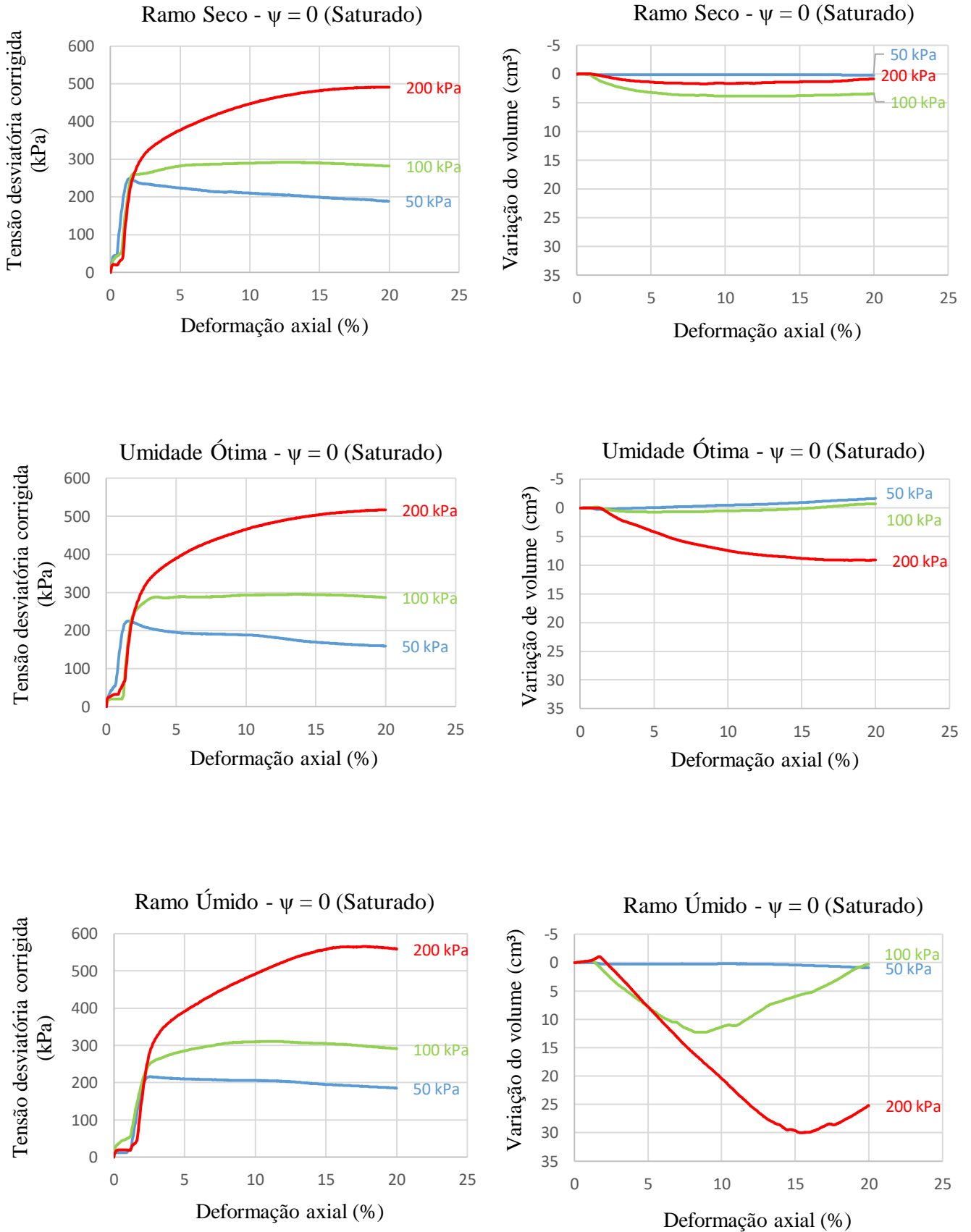


Fonte: Base Test Software – Manual do equipamento AUTOTRIAX 2 (2018)

4.6.1.1.2 Fase de Cisalhamento

Após o estágio de adensamento, os corpos de prova foram submetidos ao estágio de cisalhamento, sob uma velocidade vertical constante, a fim de manter a taxa de deformação. Para a velocidade obtida (0,042 mm/min), o tempo necessário para se atingir uma deformação axial de 20%, equivalente a 20 mm, foi de 8 horas. A Figura 4.7 apresenta as curvas de tensão-deformação e as curvas de variação volumétrica obtidas para os corpos de prova ensaiados.

Figura 4.7 – Curvas de tensão-deformação e variação volumétrica dos CPs



Fonte: o autor (2022)

É possível notar que a maior parte dos corpos de prova ensaiados não apresentaram tensão de pico, sendo recomendado a utilização de um critério de ruptura baseado em uma deformação limitante, conforme orientam as normas ASTM D7181:2020 e BS 1377-8:1990. Em relação à variação de volume, observa-se que a maioria dos corpos de prova ensaiados apresentaram uma redução de volume, adotando como convenção o sinal positivo da variação de volume para a redução e o sinal negativo para a expansão. Contudo, os corpos de prova moldados na umidade ótima, submetidos à confinante efetiva de 50 kPa e 100 kPa, apresentaram comportamento pré-adensado de material rígido, ou seja, apresentaram expansão durante a etapa de cisalhamento. Para a confinante efetiva de 200 kPa, esse comportamento não foi observado devido à confinante efetiva ser maior.

4.6.1.2 Envoltórias de resistência ao cisalhamento – Ensaio triaxial saturado

Embora os corpos de prova ensaiados não tenham apresentado uma tensão de pico, os ensaios triaxiais foram analisados sob os critérios de máxima tensão desviatória, conforme orientam as normas ASTM D7181:2020 e BS 1377-8:1990, e de tensão desviatória referente a uma determinada deformação axial, sendo adotado como ruptura uma deformação axial de 10%. A Tabela 4.5 resume os valores das tensões confinantes efetivas, tensões principais maiores e menores, máximas tensões desviatórias e máximas tensões de cisalhamento obtidas nos ensaios triaxiais, adotando-se como critério de ruptura a máxima tensão desviatória.

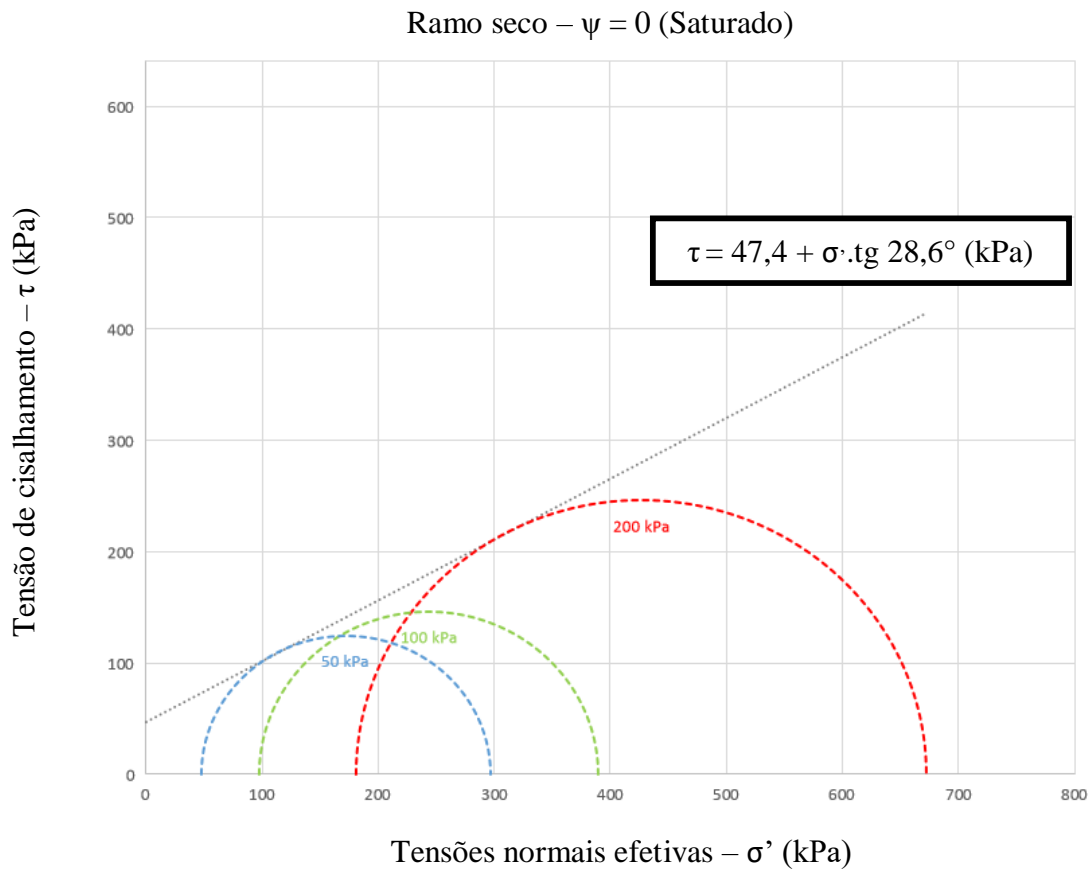
Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios triaxiais – Critério máxima tensão desviatória

| Condição | Tensão confinante efetiva (kPa) | Tensão principal maior σ_1 (kPa) | Tensão principal menor σ_3 (kPa) | Tensão Desviatória Máxima $(\sigma_1 - \sigma_3)_{m\acute{a}x}$ (kPa) | Máxima Tensão de Cisalhamento $(\sigma_1 - \sigma_3)_{m\acute{a}x}/2$ (kPa) |
|---------------|---------------------------------|---|---|---|---|
| Ramo seco | 50 | 296,54 | 47,38 | 249,16 | 124,58 |
| | 100 | 389,64 | 97,41 | 292,23 | 146,12 |
| | 200 | 672,71 | 181,00 | 491,71 | 245,86 |
| Umidade ótima | 50 | 273,1 | 48,54 | 224,56 | 112,28 |
| | 100 | 393,73 | 98,14 | 295,60 | 147,80 |
| | 200 | 701,3 | 183,76 | 517,53 | 258,77 |
| Ramo úmido | 50 | 264,42 | 48,41 | 216,01 | 108,01 |
| | 100 | 407,77 | 96,75 | 311,02 | 155,51 |
| | 200 | 739,44 | 173,72 | 565,73 | 282,86 |

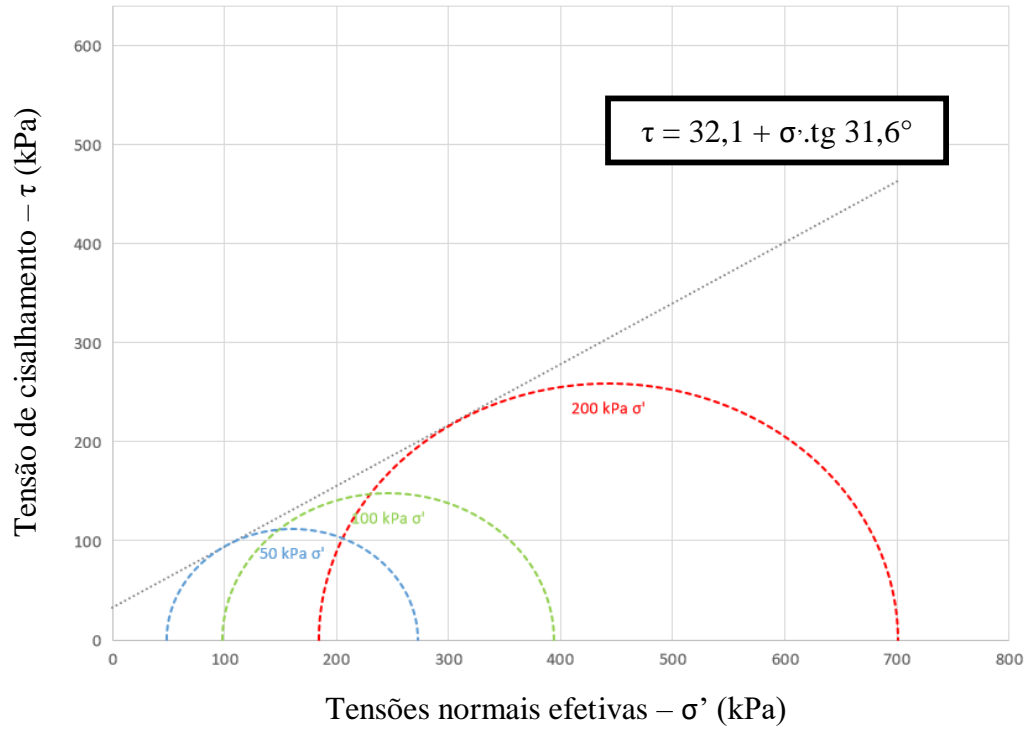
Fonte: o autor (2022)

A partir dos dados coletados ao final do estágio do cisalhamento, foi possível traçar as envoltórias de resistência efetivas do tipo Mohr-Coulomb das amostras analisadas, apresentadas pela Figura 4.8.

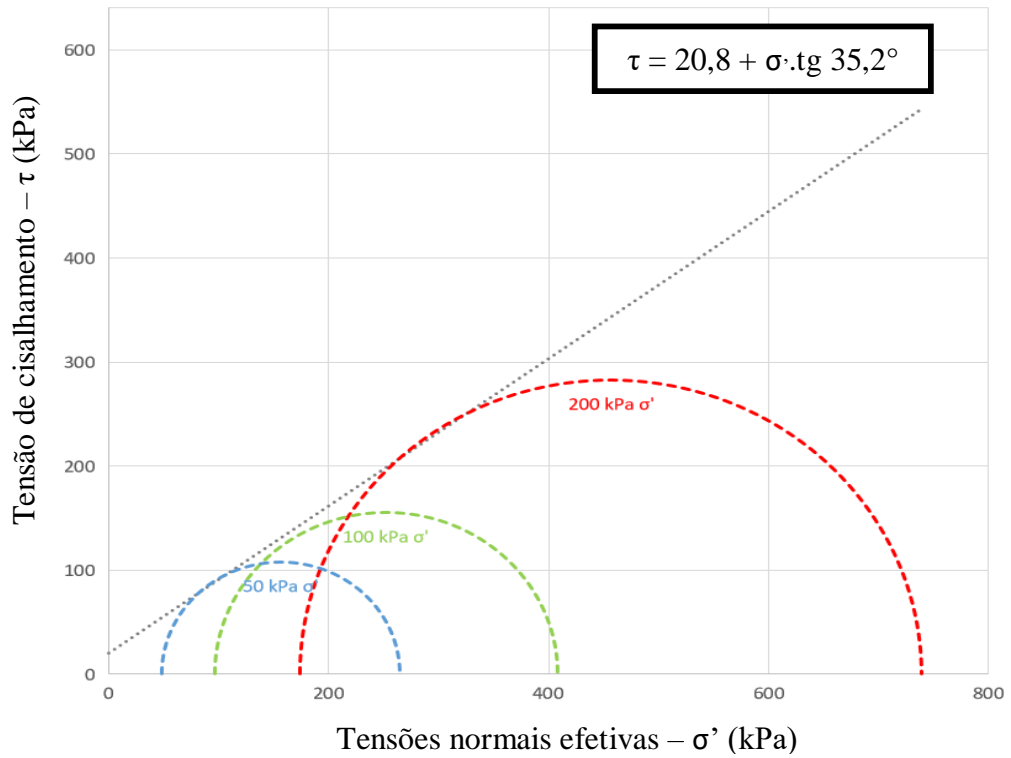
Figura 4.8 – Envoltória de resistência ao cisalhamento efetivo saturado – Triaxial – Critério máxima tensão desviatória



Umidade ótima – $\psi = 0$ (Saturado)



Ramo úmido – $\psi = 0$ (Saturado)



Fonte: o autor (2022)

A Tabela 4.6 resume as envoltórias de resistência efetivas obtidas e os seus respectivos valores dos parâmetros de resistência efetivos: intercepto de coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ).

Tabela 4.6 – Envoltórias de resistência efetivas obtidas por ensaios triaxiais – Critério máxima tensão desviatória

| Condição | Tensão confinante efetiva (kPa) | Envoltória de resistência efetiva | Intercepto de coesão c' (kPa) | Ângulo de atrito interno ϕ' (°) |
|---------------|---------------------------------|---|---------------------------------|--------------------------------------|
| Ramo seco | 50 | $\tau = 47,4 + \sigma'.\text{tg } 28,6^\circ$ | 47,4 | 28,6 |
| | 100 | | | |
| | 200 | | | |
| Umidade ótima | 50 | $\tau = 32,1 + \sigma'.\text{tg } 31,6^\circ$ | 32,1 | 31,6 |
| | 100 | | | |
| | 200 | | | |
| Ramo úmido | 50 | $\tau = 20,8 + \sigma'.\text{tg } 35,2^\circ$ | 20,8 | 35,2 |
| | 100 | | | |
| | 200 | | | |

Fonte: o autor (2022)

A partir das envoltórias de resistência obtidas, nota-se que o intercepto de coesão diminuiu e o ângulo de atrito interno aumentou com o aumento do teor de umidade de compactação.

Os ensaios triaxiais também foram analisados adotando um outro critério de ruptura – a tensão desviatória correspondente a uma determinada deformação axial. A deformação axial adotada como critério de ruptura foi de 10%, para que fosse possível realizar a comparação com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, nos quais também apresentam como critério de ruptura a tensão desviatória correspondente a um deslocamento horizontal de 10%. A Tabela 4.7 resume os valores das tensões confinantes efetivas, tensões principais maiores e menores, máximas tensões desviatórias e máximas tensões de cisalhamento.

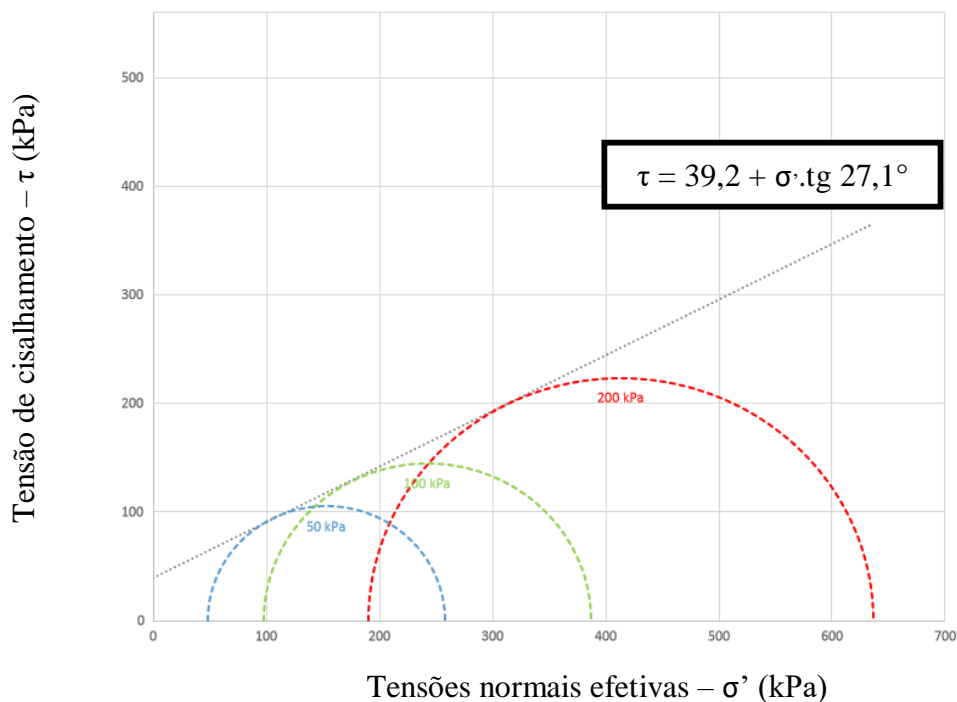
Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios triaxiais – Critério tensão desviatória referente a 10% de deformação axial

| Condição | Tensão confinante efetiva (kPa) | Tensão principal maior σ_1 (kPa) | Tensão principal menor σ_3 (kPa) | Tensão Desviatória Máxima $(\sigma_1 - \sigma_3)_{máx}$ (kPa) | Máxima Tensão de Cisalhamento $(\sigma_1 - \sigma_3)_{máx}/2$ (kPa) |
|---------------|---------------------------------|---|---|---|---|
| Ramo seco | 50 | 209,84 | 47,85 | 257,69 | 104,92 |
| | 100 | 289,55 | 97,36 | 386,91 | 144,77 |
| | 200 | 447,29 | 189,87 | 637,16 | 223,65 |
| Umidade ótima | 50 | 188,61 | 48,75 | 237,37 | 94,31 |
| | 100 | 292,69 | 98,37 | 391,07 | 146,35 |
| | 200 | 466,02 | 189,84 | 655,85 | 233,01 |
| Ramo úmido | 50 | 205,70 | 48,60 | 254,30 | 102,85 |
| | 100 | 309,73 | 96,62 | 406,35 | 154,87 |
| | 200 | 491,53 | 175,32 | 666,85 | 245,77 |

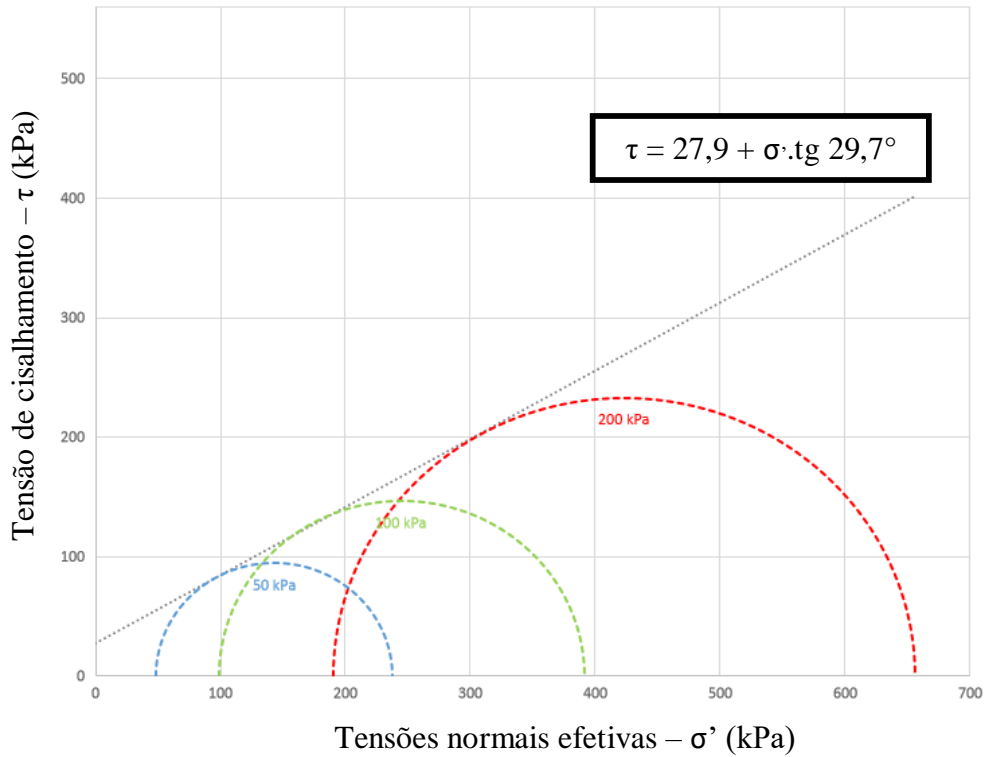
Fonte: o autor (2022)

Figura 4.9 - Envoltória de resistência efetiva ao cisalhamento saturado – Triaxial – Critério tensão desviatória referente a 10% de deformação axial

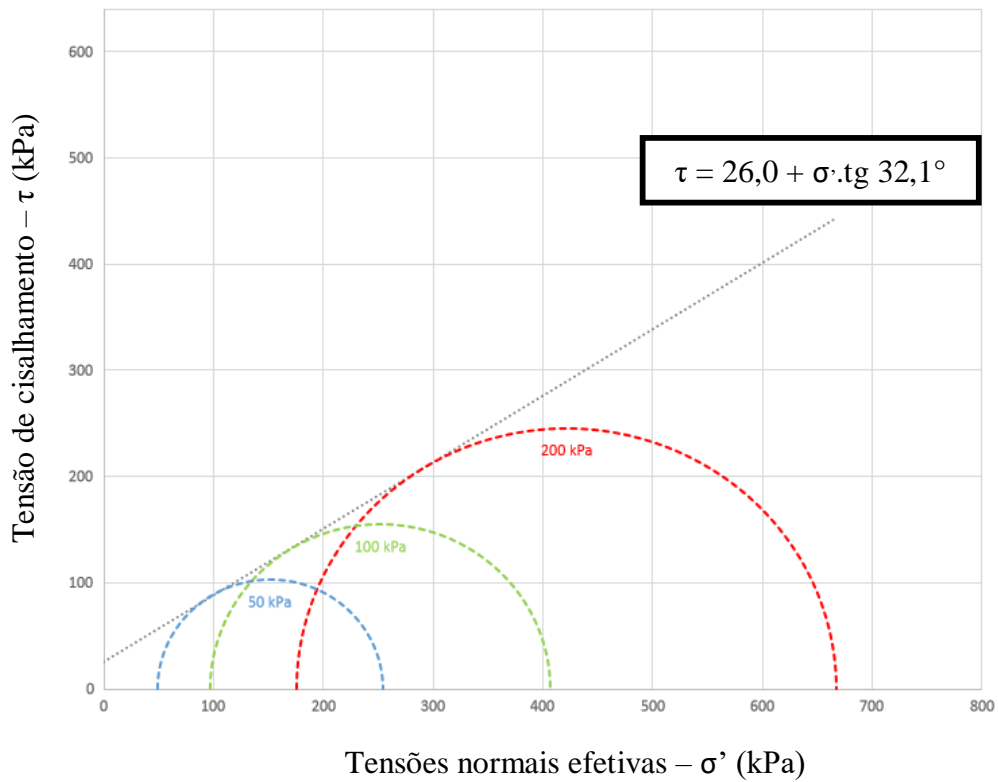
Ramo seco – $\psi = 0$ (Saturado)



Umidade ótima – $\psi = 0$ (Saturado)



Ramo úmido – $\psi = 0$ (Saturado)



Fonte: o autor (2022)

A Tabela 4.8 a seguir resume as envoltórias de resistência efetivas obtidas e os seus respectivos valores de intercepto de coesão e ângulo de atrito.

Tabela 4.8 – Envoltórias de resistência efetivas obtidas por ensaios triaxiais – Critério tensão desviatória referente a 10% de deformação axial

| Condição | Tensão confinante efetiva (kPa) | Envoltória de resistência efetiva | Intercepto de coesão c' (kPa) | Ângulo de atrito interno ϕ' (°) |
|---------------|---------------------------------|---|---------------------------------|--------------------------------------|
| Ramo seco | 50 | $\tau = 39,2 + \sigma'.\text{tg } 27,1^\circ$ | 39,2 | 27,1 |
| | 100 | | | |
| | 200 | | | |
| Umidade ótima | 50 | $\tau = 27,9 + \sigma'.\text{tg } 29,7^\circ$ | 27,9 | 29,7 |
| | 100 | | | |
| | 200 | | | |
| Ramo úmido | 50 | $\tau = 26,0 + \sigma'.\text{tg } 32,1^\circ$ | 26,0 | 32,1 |
| | 100 | | | |
| | 200 | | | |

Fonte: o autor (2022)

Assim como foi observado para o critério de ruptura por tensão de cisalhamento máxima, o intercepto de coesão diminuiu e o ângulo de atrito interno aumentou com o aumento do teor de umidade de compactação.

Para o critério de tensão desviatória referente a 10% de deformação axial, verifica-se que o comportamento da coesão e do ângulo de atrito se mantém, diminuindo e aumentando, respectivamente, com o aumento do teor da umidade. Em comparação com as envoltórias obtidas adotando o critério de tensão desviatória máxima, observa-se que os parâmetros de resistência obtidos ao adotar o critério de tensão referente à deformação de 10% são mais conservadores, uma vez que para este critério, o solo apresenta uma resistência ao cisalhamento menor.

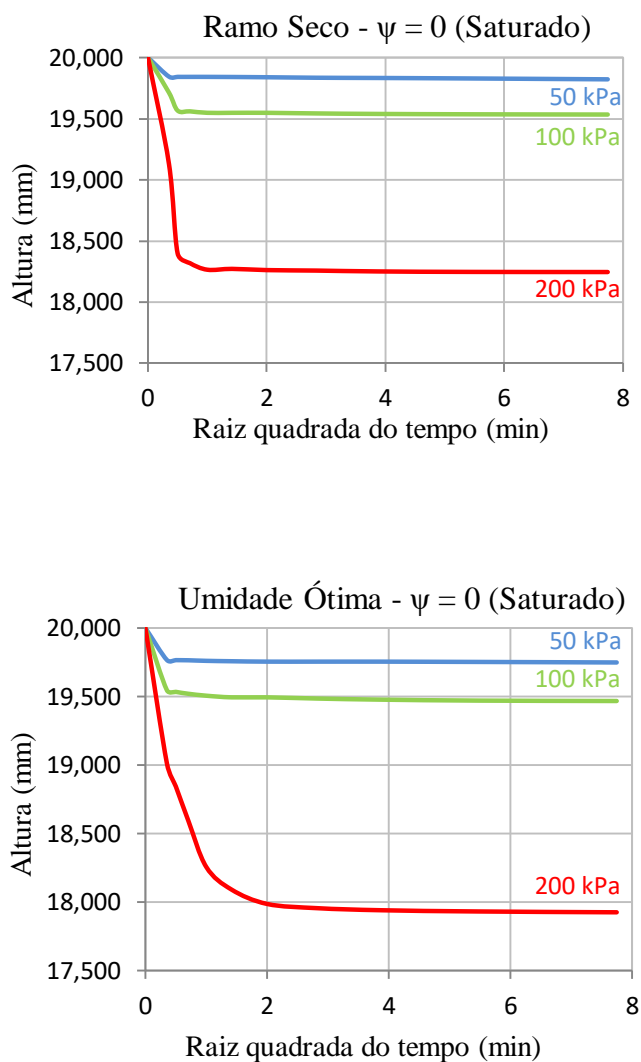
4.6.1.3 Ensaios de cisalhamento direto saturados

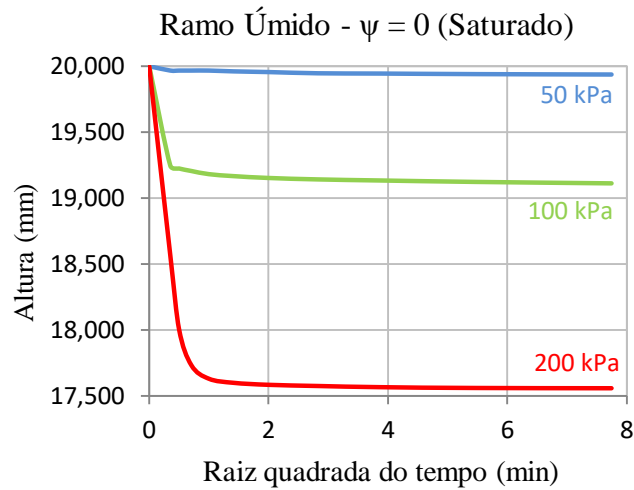
Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados para as amostras saturadas são apresentadas na forma de sucção equivalente a 0 kPa.

4.6.1.3.1 Fase de Adensamento

Inicialmente, procedeu-se a etapa de adensamento, aplicando-se aos corpos de prova tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, registrando-se os deslocamentos verticais. A Figura 4.10 apresenta os gráficos da altura do corpo de prova em função da raiz quadrada do tempo, para as diferentes condições de moldagem, submetidas a sucção equivalente a 0 kPa, representando a condição saturada.

Figura 4.10 – Curvas de adensamento dos CPs saturados – Cisalhamento direto



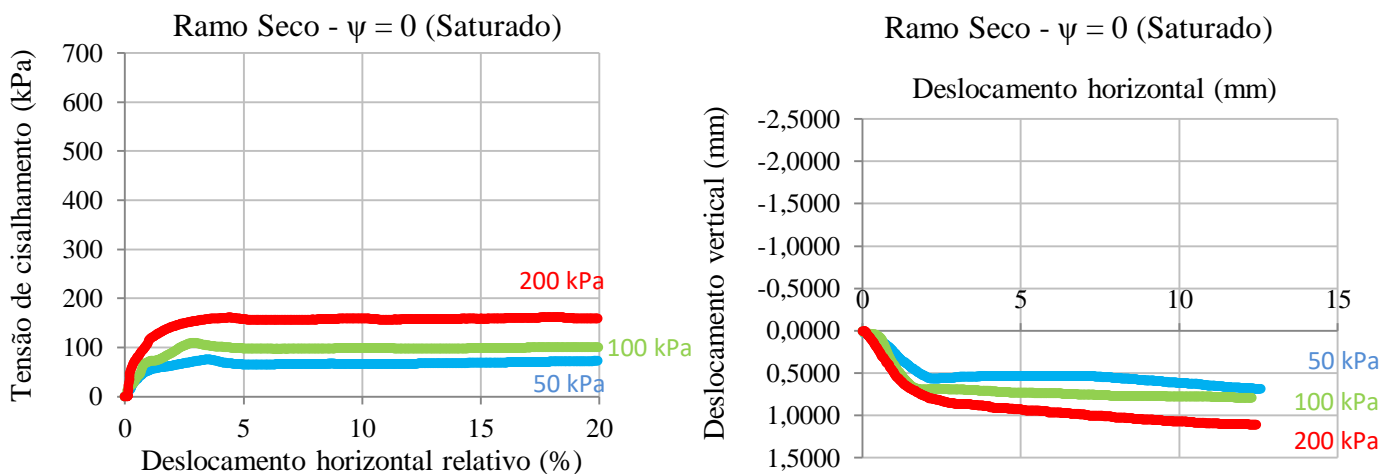


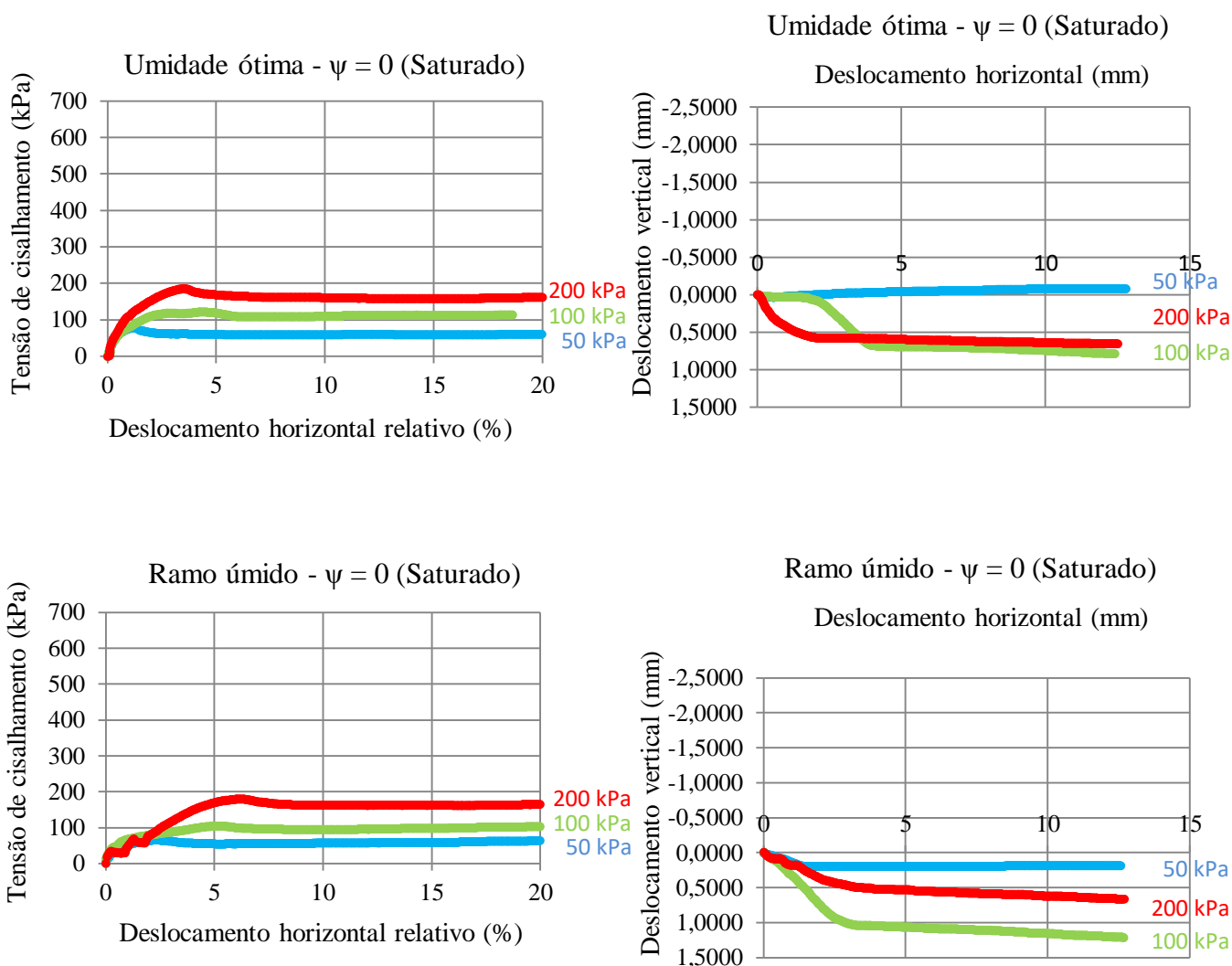
Fonte: o autor (2022)

4.6.1.3.2 Fase de Cisalhamento

Após o estágio de adensamento, os corpos de prova foram submetidos ao estágio de cisalhamento, sob uma velocidade horizontal constante, a fim de manter a taxa de deformação. Para a velocidade adotada (0,042 mm/min), o tempo necessário para se atingir um deslocamento horizontal relativo de 20%, equivalente a 12 mm, foi de 5 horas. A Figura 4.11 apresenta as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal relativo e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal obtidas para a sucção equivalente a 0 kPa, para cada condição de moldagem – ramo seco, umidade ótima e ramo úmido.

Figura 4.11 - Curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal relativo e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal – Sucção = 0 kPa (saturado)





Fonte: o autor (2022)

Pode-se observar que, para os ensaios de cisalhamento direto, os corpos de prova na condição saturada apresentaram tensão de cisalhamento de pico para a maior parte das tensões confinantes. Em relação aos deslocamentos dos corpos de prova, é possível notar que para o solo saturado, isto é, com sucção nula, houve uma tendência de redução do volume do corpo de prova durante o cisalhamento.

4.6.1.4 Envoltórias de resistência efetivas – Ensaio de cisalhamento direto saturado

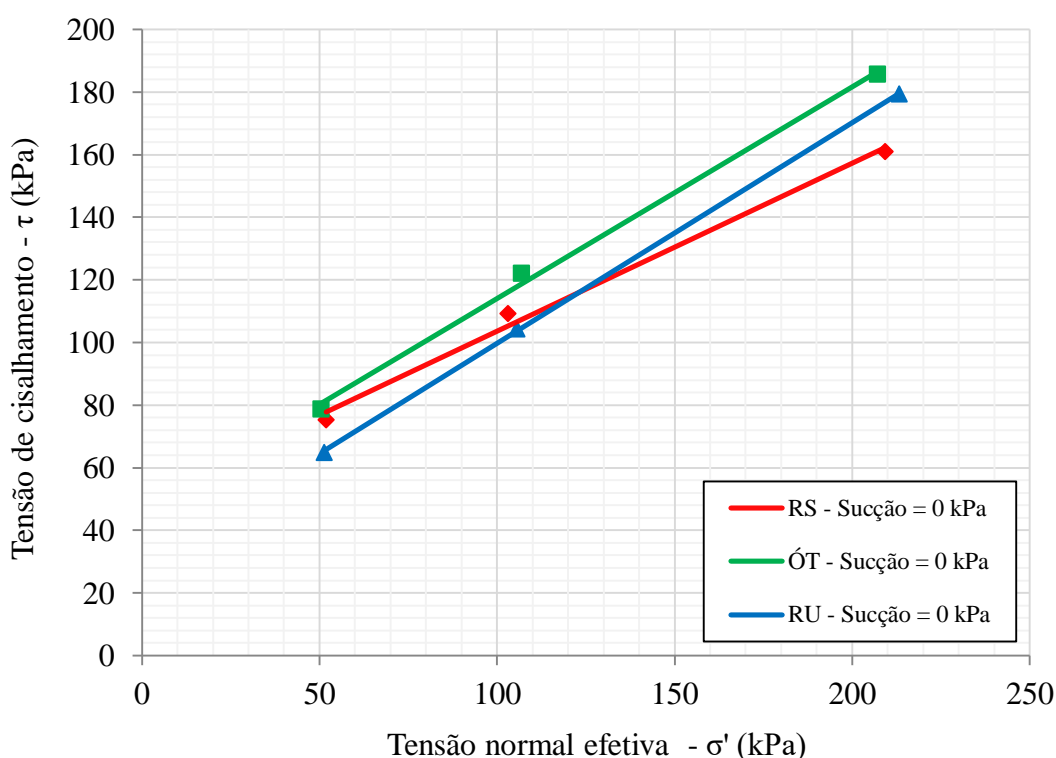
Os ensaios de cisalhamento direto saturados foram analisados sob o critério de máxima tensão de cisalhamento, recomendado nos casos em que a curva tensão-deformação apresenta pico e sob o critério de tensão de cisalhamento correspondente ao deslocamento horizontal

equivalente a 10%, recomendado nos casos em que a curva tensão *versus* deformação não apresenta pico, isto é, quando o material apresenta ruptura plástica. Os dois critérios constam na norma americana ASTM D3080:2011, adotada para a realização de ensaios de cisalhamento direto.

Conforme apresentado anteriormente, é possível observar que as curvas tensão *versus* deformação do solo estudado apresentaram tensão de pico, sendo recomendado a utilização do critério de máxima tensão de cisalhamento. Contudo, devido aos resultados obtidos nos ensaios triaxiais saturados, no qual os corpos de prova apresentaram ruptura sem tensão de pico, também foi adotado o critério tensão de cisalhamento correspondente ao deslocamento horizontal equivalente a 10%, de forma a possibilitar a comparação dos resultados de ensaios diferentes sob o mesmo critério de ruptura.

A Figura 4.12 reúne as envoltórias de resistência ao cisalhamento efetivas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, sob o critério de máxima tensão cisalhante.

Figura 4.12 – Envoltória de resistência efetiva - Cisalhamento direto saturado – Critério de máxima tensão cisalhante



Fonte: o autor (2022)

A Tabela 4.9 resume as envoltórias de resistência efetivas obtidas e os seus respectivos valores de intercepto de coesão e ângulo de atrito interno.

Tabela 4.9 - Envoltórias de resistência efetivas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto – Critério de máxima tensão cisalhante

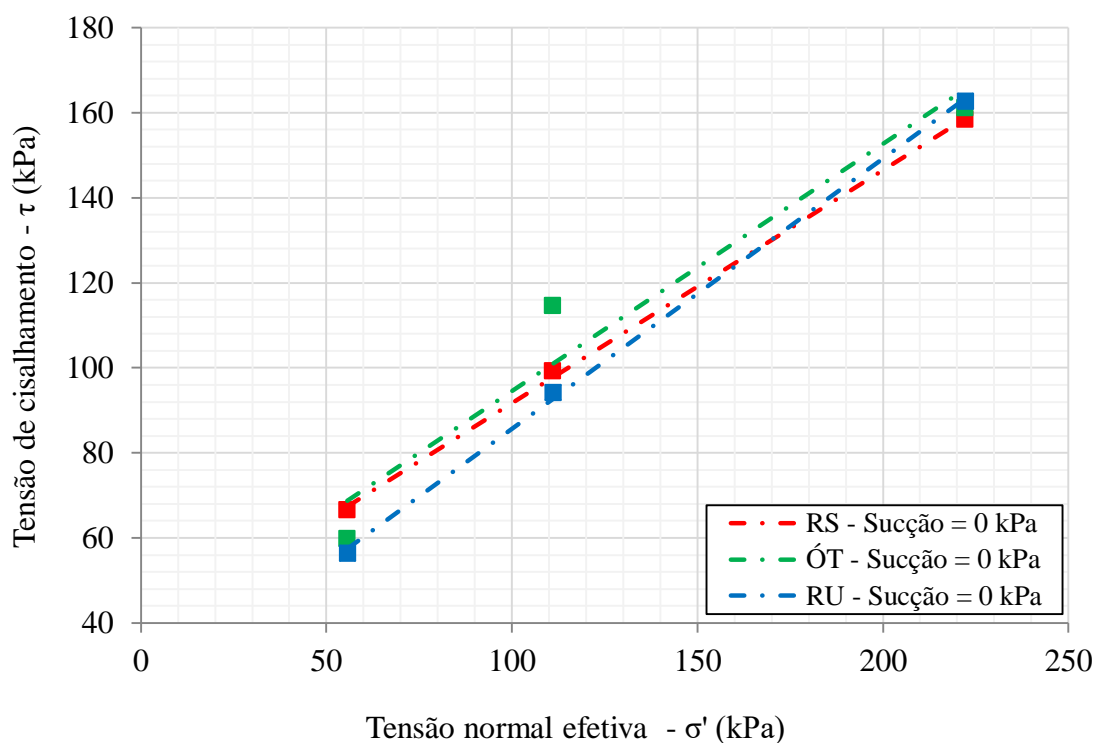
| Condição | Sucção ($u_a - u_w$) (kPa) | Envoltória de resistência efetiva (kPa) | Intercepto de coesão c' (kPa) | Ângulo de atrito interno ϕ' (°) | R ² |
|---------------|------------------------------|---|---------------------------------|--------------------------------------|----------------|
| Ramo seco | 0 (saturado) | $\tau = 50,1 + \sigma'.\text{tg } 28,2^\circ$ | 50,1 | 28,2 | 0,993 |
| Umidade ótima | 0 (saturado) | $\tau = 46,3 + \sigma'.\text{tg } 34,1^\circ$ | 46,3 | 34,1 | 0,998 |
| Ramo úmido | 0 (saturado) | $\tau = 29,2 + \sigma'.\text{tg } 35,2^\circ$ | 29,2 | 35,2 | 1,000 |

Fonte: o autor (2022)

Desta forma, ao analisar as envoltórias de resistência efetivas obtidas, é possível observar que o intercepto coesão diminuiu significativamente e que o ângulo de atrito interno aumentou com o aumento do teor de umidade de compactação.

Sob outra perspectiva, ao analisar os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto para as amostras saturadas sob um critério de ruptura diferente – critério de tensão de cisalhamento correspondente ao deslocamento horizontal equivalente a 10% – são obtidas envoltórias de resistência diferentes das apresentadas anteriormente, apresentando parâmetros de resistência ao cisalhamento diferentes. A Figura 4.13 reúne as envoltórias de resistência ao cisalhamento efetivas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, sob o critério de tensão de cisalhamento correspondente ao deslocamento horizontal equivalente a 10%.

Figura 4.13 - Envoltória de resistência efetiva - Cisalhamento direto saturado – Critério de tensão de cisalhamento correspondente ao deslocamento horizontal de 10%



Fonte: o autor (2022)

A Tabela 4.10 resume as envoltórias de resistência efetivas obtidas e os seus respectivos valores de intercepto de coesão e ângulo de atrito interno.

Tabela 4.10 - Envoltórias de resistência efetivas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto – Critério de tensão de cisalhamento correspondente ao deslocamento horizontal de 10%

| Condição | Sucção ($u_a - u_w$) (kPa) | Envoltória de resistência efetiva (kPa) | Intercepto de coesão c' (kPa) | Ângulo de atrito interno ϕ' (°) | R^2 |
|---------------|------------------------------|---|---------------------------------|--------------------------------------|-------|
| Ramo seco | 0 (saturado) | $\tau = 36,9 + \sigma' \cdot \text{tg } 28,7^\circ$ | 36,9 | 28,7 | 0,999 |
| Umidade ótima | 0 (saturado) | $\tau = 36,4 + \sigma' \cdot \text{tg } 30,2^\circ$ | 36,4 | 30,2 | 0,945 |
| Ramo úmido | 0 (saturado) | $\tau = 22,2 + \sigma' \cdot \text{tg } 32,4^\circ$ | 22,2 | 32,4 | 0,999 |

Fonte: o autor (2022)

Desta forma, ao analisar as envoltórias de resistência efetivas obtidas, é possível observar que o intercepto de coesão também diminuiu e que o ângulo de atrito interno também aumentou com o aumento do teor de umidade de compactação.

A Tabela 4.11 apresenta um resumo geral contendo todos os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, sob diferentes critérios de ruptura, para condição saturada.

Tabela 4.11 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, sob diferentes critérios de ruptura para a condição saturada

| Ensaio | Condição de moldagem | Sucção (kPa) | Critério de tensão máxima desviatória | | Critério de tensão de cisalhamento - 10% de deformação | |
|---------------------|----------------------|--------------|---------------------------------------|--------------------------------------|--|--------------------------------------|
| | | | Intercepto de coesão c' (kPa) | Ângulo de atrito interno ϕ' (°) | Intercepto de coesão c' (kPa) | Ângulo de atrito interno ϕ' (°) |
| Triaxial | Ramo seco | 0 | 47,4 | 28,6 | 39,2 | 27,1 |
| | Umidade ótima | 0 | 32,1 | 31,6 | 27,9 | 29,7 |
| | Ramo úmido | 0 | 20,8 | 35,2 | 26 | 32,1 |
| Cisalhamento Direto | Ramo seco | 0 | 50,1 | 28,2 | 36,9 | 28,7 |
| | Umidade ótima | 0 | 46,3 | 34,1 | 36,4 | 30,2 |
| | Ramo úmido | 0 | 29,2 | 35,2 | 22,2 | 32,4 |

Fonte: o autor (2022)

A partir dos parâmetros de resistência obtidos para os ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, pode-se observar que, ao ensaiar solos na mesma condição, os ensaios de cisalhamento direto forneceram parâmetros de resistência maiores quando comparados com os obtidos nos ensaios triaxiais, principalmente em relação ao intercepto de coesão, aumentando de 47,4 kPa para 50,1 kPa, de 32,1 kPa para 46,3 kPa, e de 20,8 kPa para 29,2 kPa, para os corpos de prova moldados no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido, respectivamente. Em relação ao ângulo de atrito interno, nota-se uma redução para o valor obtido para o ramo seco, variando de 28,6 kPa para 28,2 kPa, obtidos por ensaio de compressão triaxial e de cisalhamento direto, respectivamente. Entretanto, para a umidade ótima é possível notar um aumento do ângulo atrito interno, aumentando de 31,6 ° para 34,8°. Para o ramo úmido, o ângulo de atrito se manteve constante. Portanto, conclui-se que, nesta pesquisa, o ensaio triaxial forneceu resultados mais conservadores do que o ensaio de cisalhamento direto.

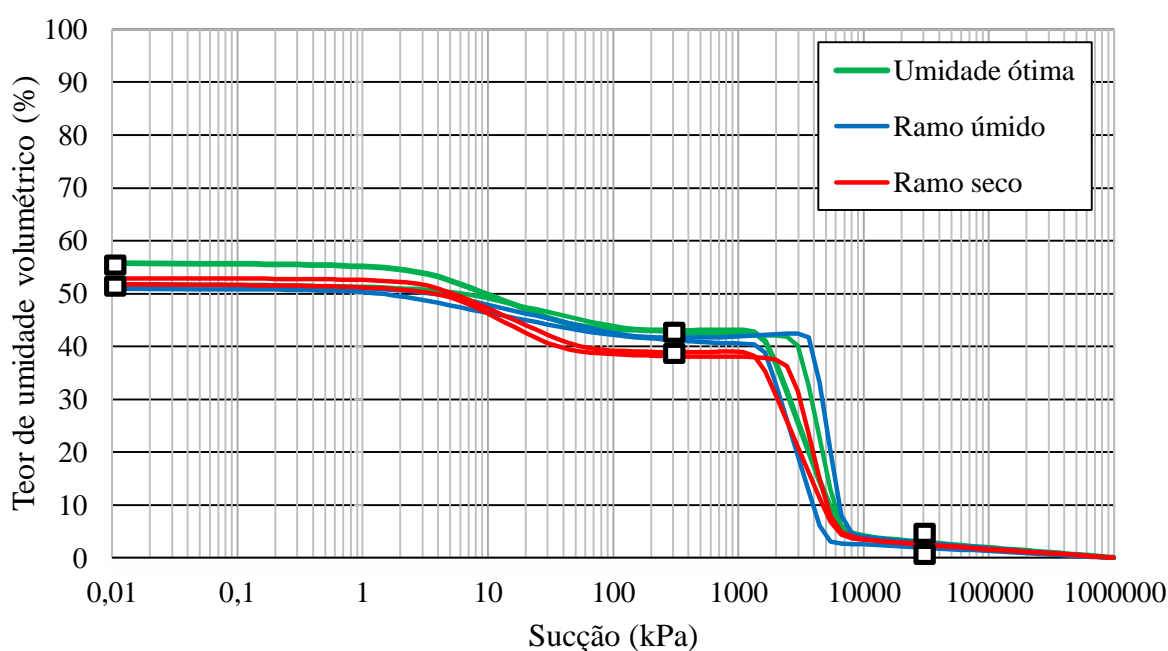
Ao comparar os resultados obtidos para os corpos de prova compactados no ramo seco e no ramo úmido, percebe-se que os parâmetros de resistência obtidos são bem diferentes, indicando uma possível influência da estrutura do solo, uma vez que ambos foram compactados

com aproximadamente a mesma massa específica aparente seca, e conseqüentemente, com índices de vazios e porosidade muito próximas.

4.6.2 Ensaios de resistência ao cisalhamento não saturados

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto são apresentados para diferentes níveis de sucção – 300 kPa e 30000 kPa (\approx seco), arbitrados a partir das curvas características obtidas para o solo estudado. Os valores de sucção foram escolhidos visando evitar os pontos de entrada de ar, devido à sua variabilidade, optando por escolher um ponto com sucção nula, um ponto no patamar intermediário e um ponto na condição residual. A Figura 4.14 apresenta as curvas características com a representação das sucções escolhidas.

Figura 4.14 – Representação dos níveis de sucções arbitrados pela curva característica

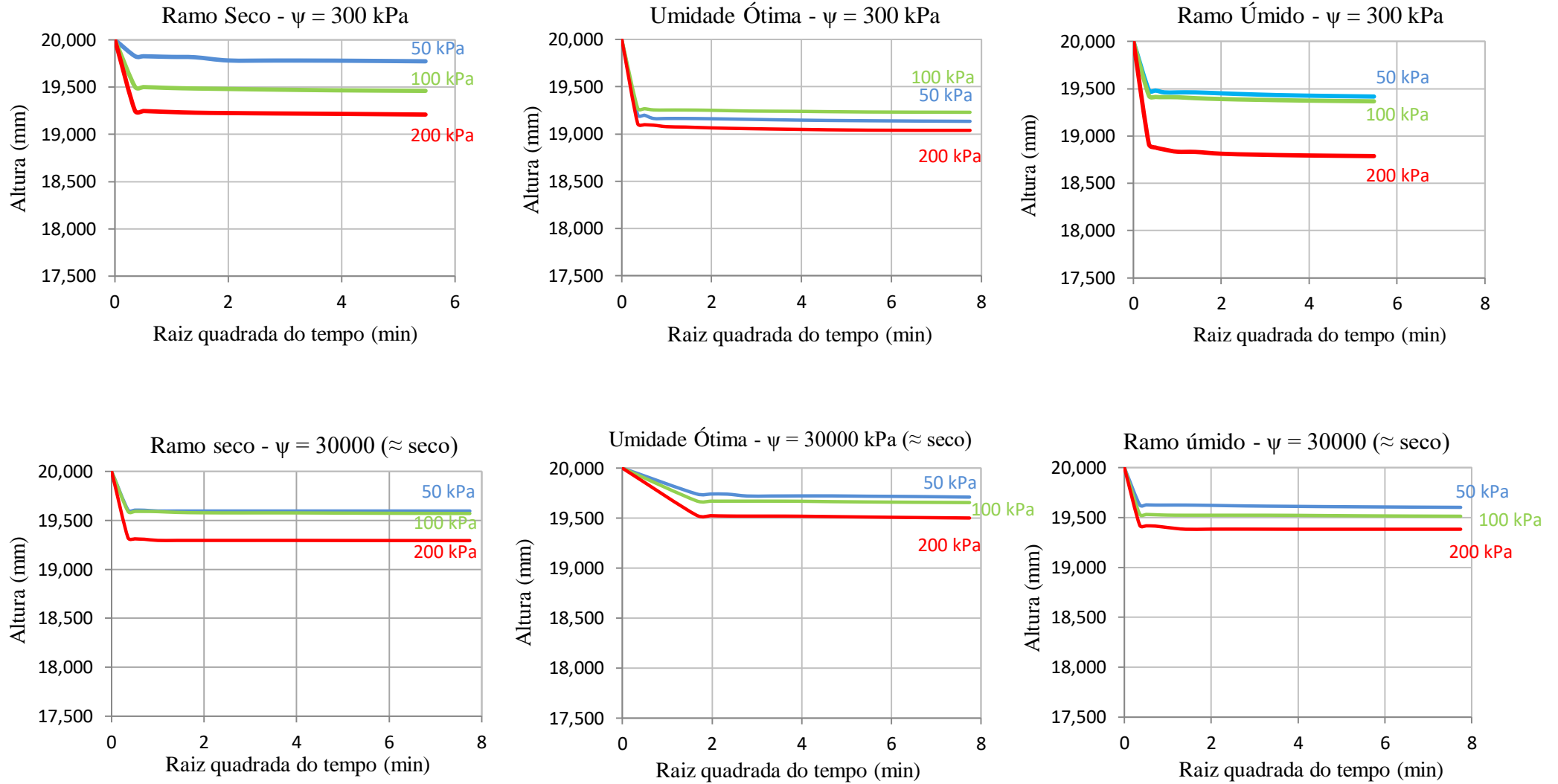


Fonte: o autor (2022)

4.6.2.1 Fase de adensamento

Inicialmente, procedeu-se a etapa de adensamento, aplicando-se aos corpos de prova tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, registrando-se os deslocamentos verticais. A Figura 4.15 apresenta os gráficos da altura do corpo de prova em função da raiz quadrada do tempo, para as diferentes condições de moldagem, submetidas a diferentes níveis de sucção, equivalentes a 300 kPa e 30000 kPa (\approx seco).

Figura 4.15 – Curvas de adensamento dos CPs não saturados– Cisalhamento direto

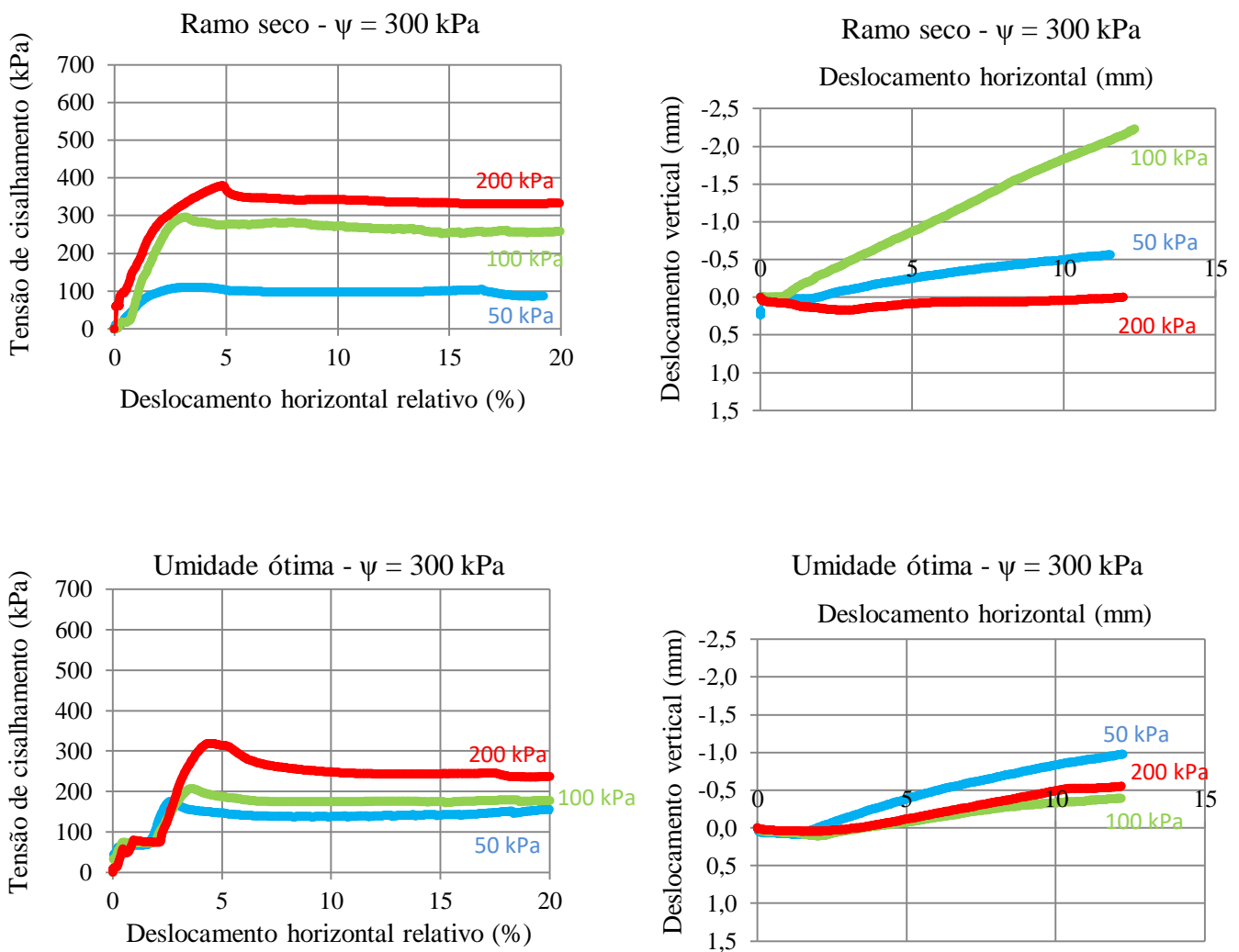


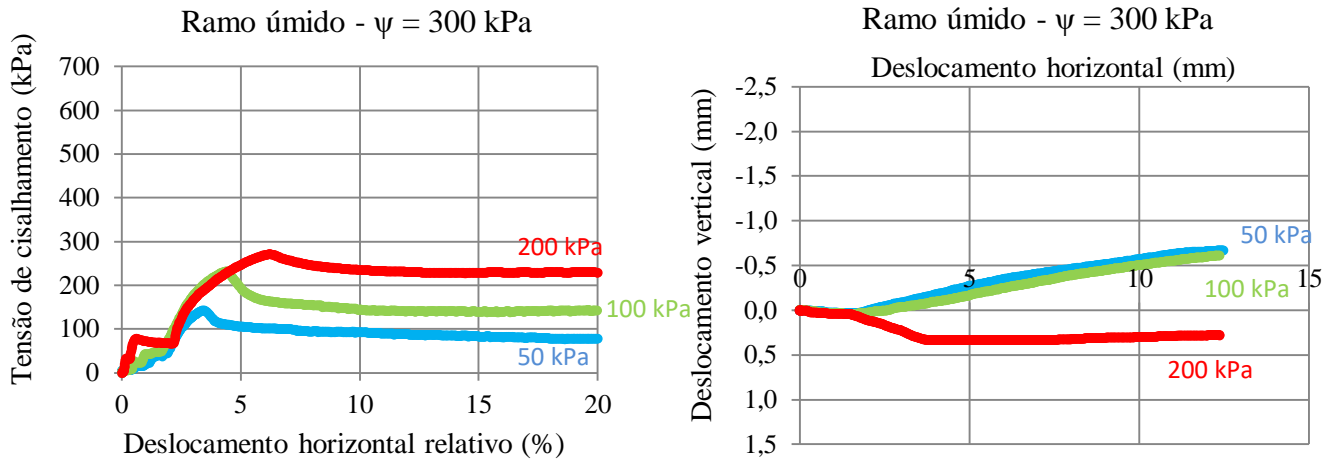
Fonte: o autor (2022)

4.6.2.2 Fase de Cisalhamento

Após o estágio de adensamento, os corpos de prova foram submetidos ao estágio de cisalhamento, com uma velocidade horizontal constante, a fim de manter a taxa de deformação. Para a velocidade adotada (0,042 mm/min), o tempo necessário para se atingir um deslocamento horizontal relativo de 20%, equivalente a 12 mm, foi de 5 horas. As Figura 4.16 e Figura 4.17 apresentam as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal relativo e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal obtidas para cada nível de sucção e condição de moldagem – ramo seco, umidade ótima e ramo úmido.

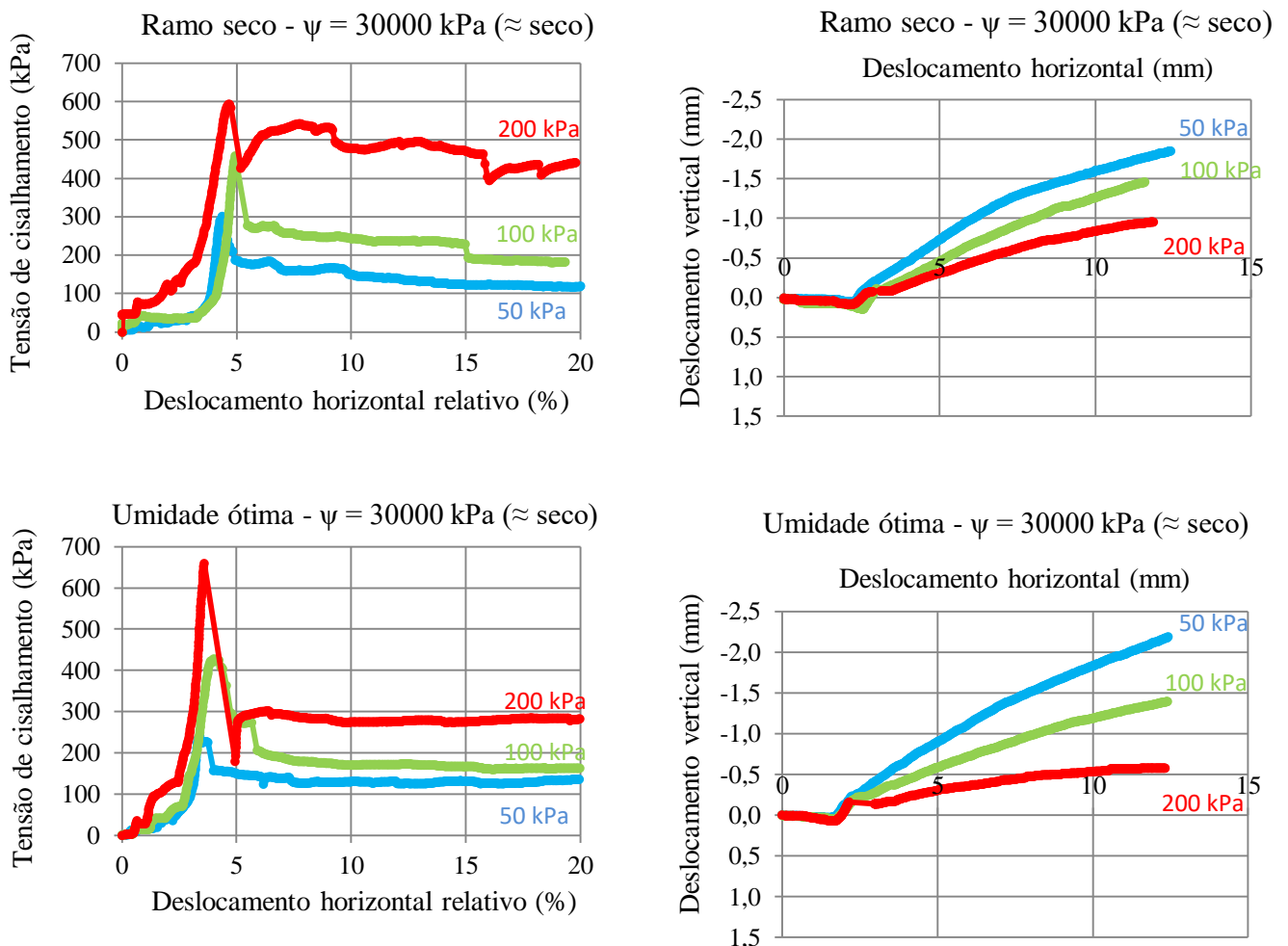
Figura 4.16 - Curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal relativo e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal – Sucção = 300 kPa

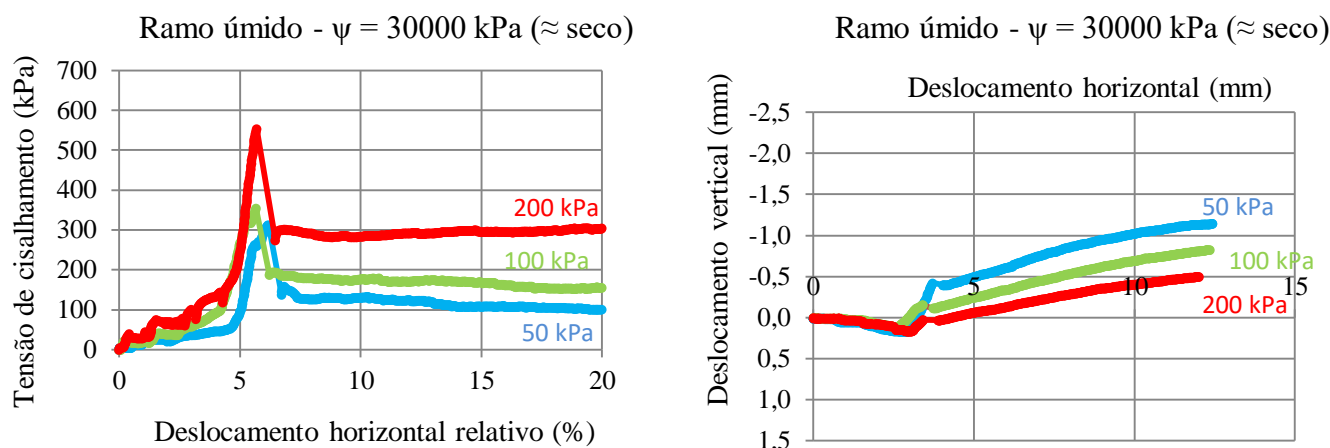




Fonte: o autor (2022)

Figura 4.17 - Curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal relativo e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal – Sucção = 30000 kPa (\approx seco)





Fonte: o autor (2022)

Pode-se observar que, para os ensaios de cisalhamento direto, os corpos de prova apresentaram tensão de cisalhamento de pico para todos os níveis de sucção e condição de moldagem. Após atingir a tensão de pico, a tensão de cisalhamento diminuiu e manteve uma resistência residual. Desta forma, nota-se que o material se mostrou mais rígido quanto maior a sucção.

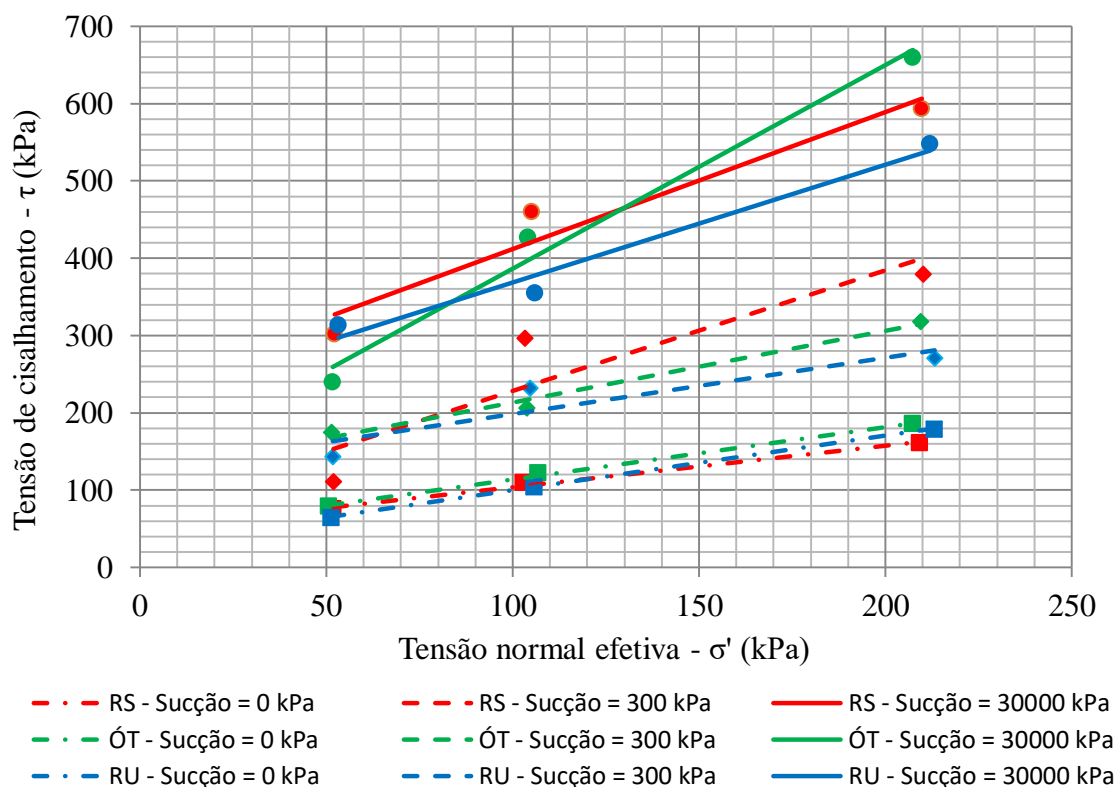
Em relação aos deslocamentos dos corpos de prova, é possível observar que para o solo na condição não saturada, isto é, para as sucções de 300 kPa e 30000 kPa, houve tendência de aumento de volume do corpo de prova durante a etapa de cisalhamento.

4.6.2.3 Envoltórias de resistência efetivas – Ensaio de cisalhamento direto não saturado

Os ensaios de cisalhamento direto foram analisados sob o critério de máxima tensão de cisalhamento, recomendado nos casos em que a curva tensão-deformação apresenta pico, conforme recomenda a norma americana ASTM D3080:2011, adotada para a realização de ensaios de cisalhamento direto.

A Figura 4.18 reúne as envoltórias de resistência ao cisalhamento efetivas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, sob o critério de máxima tensão cisalhante.

Figura 4.18 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento efetivas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto – Critério de máxima tensão cisalhante



A Tabela 4.12 resume as envoltórias de resistência efetivas obtidas e os seus respectivos valores de intercepto de coesão e ângulo de atrito.

Tabela 4.12 – Envoltórias de resistência obtidas nos ensaios de cisalhamento direto – Critério máxima tensão de cisalhamento

| Condição | Sucção ($u_a - u_w$) (kPa) | Envoltória de resistência efetiva (kPa) | Intercepto de coesão c' (kPa) | Ângulo de atrito interno ϕ' (°) | R ² |
|---------------|------------------------------|--|---------------------------------|--------------------------------------|----------------|
| Ramo seco | 0 (saturado) | $\tau = 50,1 + \sigma'.\text{tg } 28,2^\circ$ | 50,1 | 28,2 | 0,993 |
| | 300 | $\tau = 73,0 + \sigma'.\text{tg } 57,3^\circ$ | 73,0 | 57,3 | 0,836 |
| | 30000 (\approx seco) | $\tau = 234,7 + \sigma'.\text{tg } 60,5^\circ$ | 234,7 | 60,5 | 0,946 |
| Umidade ótima | 0 (saturado) | $\tau = 46,3 + \sigma'.\text{tg } 34,1^\circ$ | 46,3 | 34,1 | 0,998 |
| | 300 | $\tau = 120,6 + \sigma'.\text{tg } 42,8^\circ$ | 120,6 | 42,8 | 0,985 |
| | 30000 (\approx seco) | $\tau = 123,0 + \sigma'.\text{tg } 69,2^\circ$ | 123,0 | 69,2 | 0,985 |
| Ramo úmido | 0 (saturado) | $\tau = 29,2 + \sigma'.\text{tg } 35,2^\circ$ | 29,2 | 35,2 | 1,000 |
| | 300 | $\tau = 125,6 + \sigma'.\text{tg } 36,1^\circ$ | 125,6 | 36,1 | 0,838 |
| | 30000 (\approx seco) | $\tau = 216,4 + \sigma'.\text{tg } 56,7^\circ$ | 216,4 | 57,6 | 0,972 |

Fonte: o autor (2022)

Ao analisar as envoltórias de resistência efetivas obtidas, é possível observar que os parâmetros de resistência aumentaram expressivamente com o aumento da sucção, com o intercepto de coesão aumentando de 50,1 kPa para 234,7 kPa para o ramo seco, de 46,3 kPa para 123,0 kPa para a umidade ótima e de 29,2 kPa para 216,4 kPa para o ramo úmido. O ângulo de atrito interno também aumentou expressivamente, aumentando de 28,2° para 60,5° para o ramo seco, 69,2° para 34,1° para a umidade ótima e de 35,2° para 57,6° para o ramo úmido.

As Figura 4.19 e Figura 4.20 apresentam o comportamento dos parâmetros de resistência para uma faixa de sucção de interesse, escolhida entre 0 kPa e 1000 kPa, faixa essa provável de ocorre no campo para um solo compactado. Valores de sucções acima de 1000 kPa praticamente não ocorrem no campo, pois necessitaria de um teor de umidade muito baixo.

A partir das curvas, é possível identificar que, para a sucção nula, o intercepto de coesão referente ao ramo seco (50,1 kPa) é a maior e ao ramo úmido (29,2 kPa) é a menor. Contudo, com o aumento da sucção, o comportamento muda completamente, passando o ramo seco a apresentar o menor valor para a coesão e o ramo úmido o maior valor.

Apesar de os corpos de prova serem moldados em uma mesma massa específica aparente seca ($w_{ót} \pm 2\%$) e apresentarem, conseqüentemente, o mesmo índice de vazios e porosidade, o comportamento dos parâmetros de resistência são completamente diferentes, indicando uma possível influência da estrutura na resistência ao cisalhamento.

Figura 4.19 – Intercepto de coesão versus sucção estimada

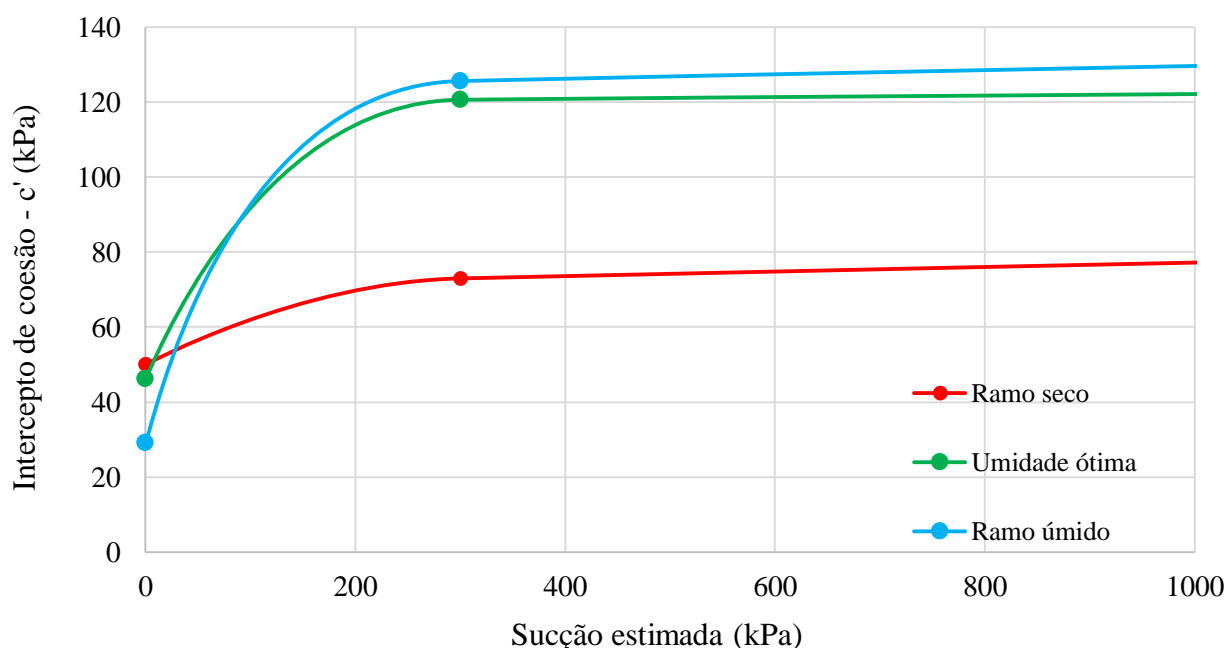
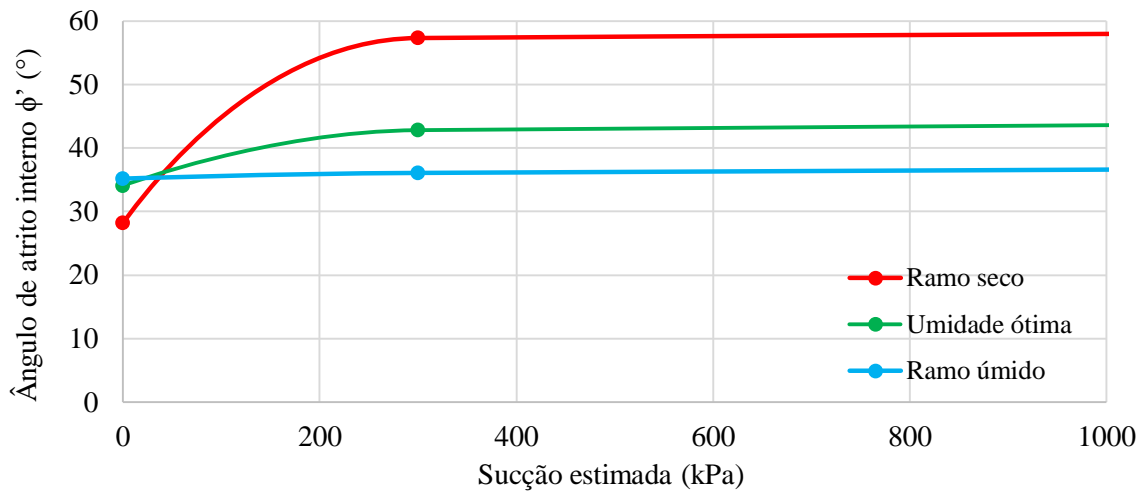


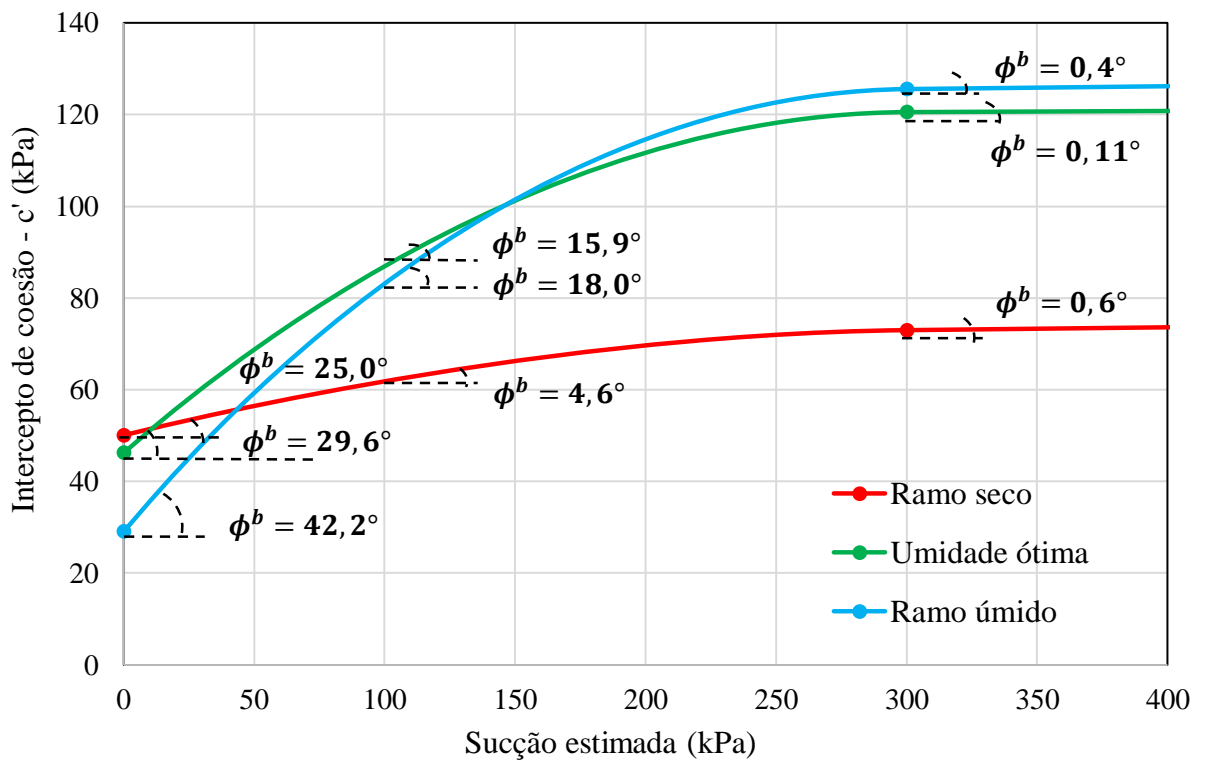
Figura 4.20 – Ângulo de atrito interno $\hat{\phi}$ versus sucção estimada



Fonte: o autor (2022)

A partir das inclinações das curvas obtidas na Figura 4.19, foi possível obter os valores de ϕ^b para diferentes valores de sucção estimados, apresentados pela Tabela 4.13. A determinação dos valores ϕ^b é ilustrada na Figura 4.21.

Figura 4.21 – Determinação de ϕ^b a partir das curvas c' versus sucção estimada



Fonte: o autor (2022)

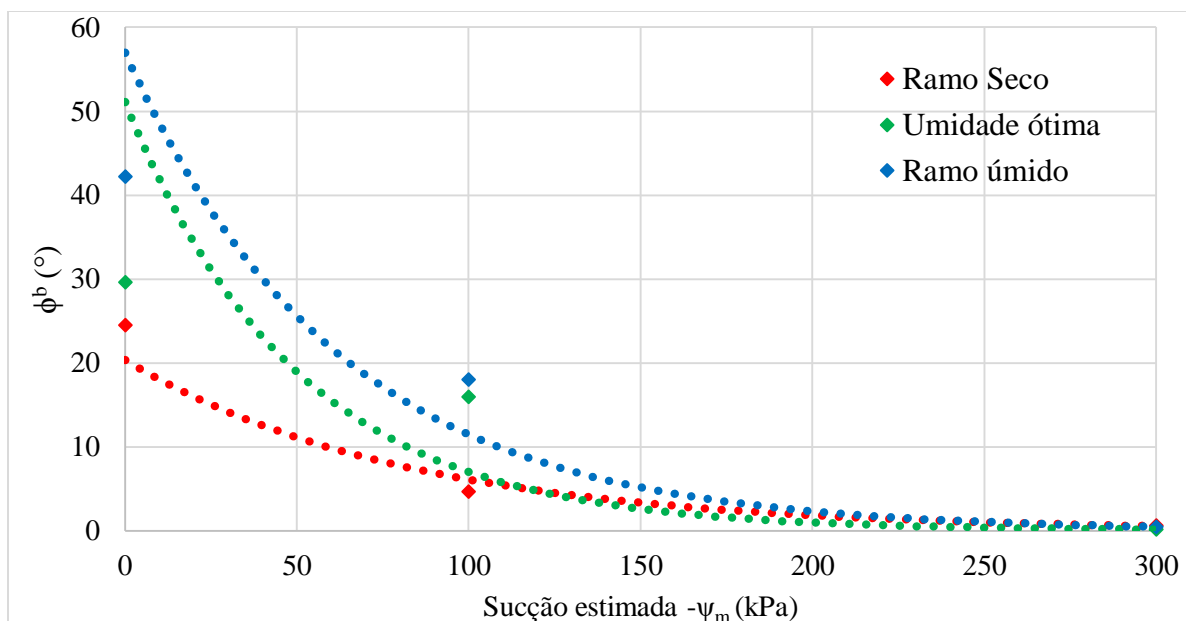
Desta forma, foi possível determinar os valores de ϕ^b para cada condição de compactação, sendo apresentados na Tabela 4.13. É possível observar que o valor de ϕ^b até o primeiro valor de entrada de ar (VEA₁) foi de 24,5°, 29,6° e 42,2° para o ramo seco, umidade ótima e ramo úmido, respectivamente.

Tabela 4.13 – Valores de ϕ^b para as diferentes condições

| Condição | Sucção ($u_a - u_w$) (kPa) | ϕ^b (°) |
|---------------|---------------------------------|--------------|
| Ramo seco | Até o VEA(kPa) | 24,5 |
| | 100 - 300 | 4,6 |
| | 300 - 30000 | 0,6 |
| Umidade ótima | Até o VEA(kPa) | 29,6 |
| | 100 - 300 | 15,9 |
| | 300 - 30000 | 0,1 |
| Ramo úmido | Até o VEA(kPa) | 42,2 |
| | 100 – 300 | 18,0 |
| | 300 - 30000 | 0,4 |

Fonte: o autor (2022)

Portanto, pode-se observar que o valor de ϕ^b diminuiu de forma expressiva para valores de sucção maiores do que o VEA₁, apresentando um comportamento constante à medida que aumenta a sucção matricial estimada. Esse comportamento está de acordo com os resultados obtidos por diversos pesquisadores (Gan, 1986; Escario e Sáez, 1986; Fredlund et al. 1987; Gan, Fredlund e Rahardjo, 1988; Marinho et al., 2013; Oliveira e Marinho (2015); Patil et al. 2017). Os valores de ϕ^b foram plotados em função da sucção estimada e são apresentados pela Figura 4.22.

Figura 4.22 - ϕ^b versus sucção estimada para as diferentes condições de compactação

Fonte: o autor (2022)

A partir das curvas plotadas, foi possível determinar as funções que melhor descrevem o comportamento de ϕ^b em função da sucção matricial estimada, sendo apresentadas na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Equações de ajuste do de ϕ^b

| CONDIÇÃO DE MOLDAGEM | Função de ϕ^b | |
|----------------------|---|--------------|
| RAMO SECO | $\phi^b = 20,323 \cdot e^{-0,012 \cdot \psi_m}$ | $R^2 = 0,98$ |
| UMIDADE ÓTIMA | $\phi^b = 51,129 \cdot e^{-0,02 \cdot \psi_m}$ | $R^2 = 0,95$ |
| RAMO ÚMIDO | $\phi^b = 56,985 \cdot e^{-0,016 \cdot \psi_m}$ | $R^2 = 0,97$ |

Fonte: o autor (2022)

4.6.3 Previsão da resistência ao cisalhamento não saturada

A partir das envoltórias de ruptura obtidas, foi possível determinar a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento utilizando o modelo de Vilar (2006), constituído por uma equação hiperbólica. Para realizar o ajuste, foram utilizados os dados obtidos pelo critério da máxima tensão de cisalhamento, uma vez que foi o critério que obteve resultados mais

coerentes, já que todas as curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios de cisalhamento direto apresentaram uma tensão de pico. A Tabela 4.15 apresenta os parâmetros e as equações de ajuste para cada condição de moldagem.

Tabela 4.15 – Ajuste pelo modelo de Vilar (2006)

| CONDIÇÃO DE MOLDAGEM | tg ϕ' | c' | c_r | a | b | c |
|----------------------|------------|------|--------|----------|----------|--|
| RAMO SECO | 0,5357 | 50,1 | 234,66 | 1,866716 | 0,005418 | $c = 50,1 + \frac{\psi_m}{1,866716 + 0,005418 \cdot \psi_m}$ |
| UMIDADE ÓTIMA | 0,6768 | 46,3 | 123,03 | 1,477541 | 0,013039 | $c = 46,3 + \frac{\psi_m}{1,477541 + 0,013039 \cdot \psi_m}$ |
| RAMO ÚMIDO | 0,7055 | 29,2 | 216,36 | 1,417434 | 0,005342 | $c = 29,2 + \frac{\psi_m}{1,417437 + 0,005342 \cdot \psi_m}$ |

Fonte: o autor (2022)

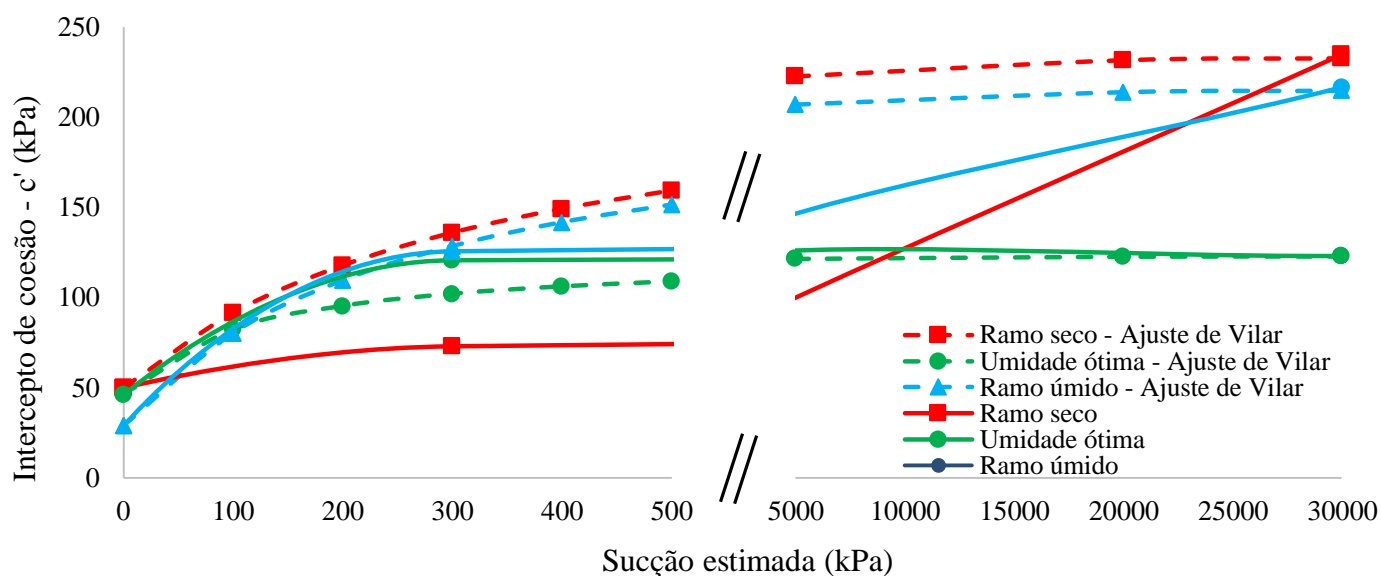
A partir das equações de ajuste, é possível determinar a contribuição do intercepto de coesão para a resistência ao cisalhamento em função da sucção. A Tabela 4.16 apresenta os valores de intercepto de coesão obtidos experimentalmente e por meio do ajuste de Vilar (2006). A Figura 4.23 ilustra o comportamento dos valores de intercepto de coesão obtidos.

Tabela 4.16 – Valores do intercepto de coesão obtidos experimentalmente e pelo ajuste de Vilar (2006)

| Condição de moldagem | Sucção (kPa) | Intercepto de coesão - ensaio (kPa) | Intercepto de coesão - ajuste de Vilar (kPa) |
|----------------------|--------------|-------------------------------------|--|
| Ramo seco | 0 | 50,1 | 50,1 |
| | 300 | 73,0 | 136,0 |
| | 30000 | 234,7 | 232,6 |
| Umidade ótima | 0 | 46,3 | 46,3 |
| | 300 | 120,6 | 102,0 |
| | 30000 | 123,0 | 122,7 |
| Ramo úmido | 0 | 29,2 | 29,2 |
| | 300 | 125,6 | 128,5 |
| | 30000 | 216,4 | 214,7 |

Fonte: o autor (2022)

Figura 4.23 – Comportamento do intercepto de coesão em função da sucção estimada para as diferentes condições de moldagem



Fonte: o autor (2022)

Por meio das curvas traçadas, foi possível observar que o ajuste de Vilar (2006) apresentou um melhor ajuste nas extremidades, para valores de sucção de 0 kPa e 30000 kPa. Contudo esse comportamento já era esperado uma vez que as equações de ajuste foram obtidas a partir dos valores nessas condições. Para valores de sucção intermediárias, o ajuste não foi satisfatório para o ramo seco e para o ramo úmido, enquanto o ajuste da umidade ótima foi satisfatório. Uma possível explicação é a falta de mais dados experimentais para valores de sucção intermediária. Desta forma, é necessário a realização de mais ensaios para confirmar o ajuste do método de Vilar (2006).

É possível observar que, diferentemente do que foi observado em relação ao comportamento do intercepto coesão na Figura 4.19, o intercepto de coesão para o ramo seco foi o maior.

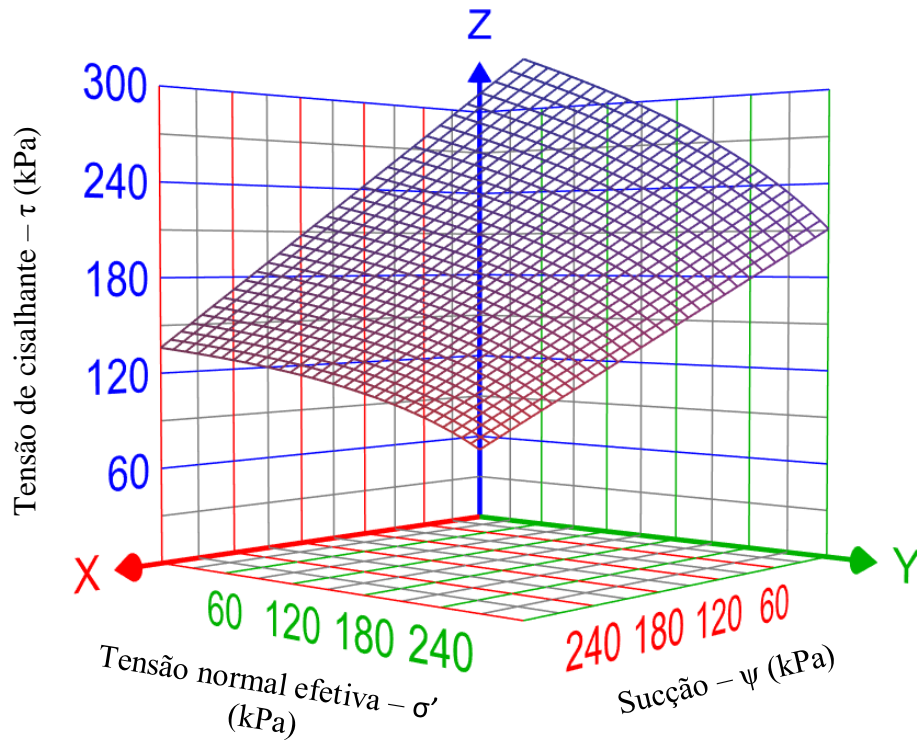
Por fim, foi possível plotar as superfícies de ruptura do solo, na condição compactada, para as diferentes condições de moldagem, por meio da utilização do software Graphing Calculator 3D®, sendo plotados de acordo com as equações 4.1, 4.2 e 4.3, referentes ao ramo seco, umidade ótima e ramo úmido, respectivamente. As envoltórias são apresentadas a seguir, realizadas para o intervalo de sucção de interesse (até 300 kPa) e para todo o intervalo de sucção (até 30000 kPa).

$$\tau = 50,1 + (\sigma' - u_a) \cdot \text{tg } 28,2^\circ + \frac{\psi_m}{1,866716 + 0,005418 \cdot \psi_m} \quad (4.1)$$

$$\tau = 46,3 + (\sigma' - u_a) \cdot \text{tg } 34,1^\circ + \frac{\psi_m}{1,477541 + 0,013039 \cdot \psi_m} \quad (4.2)$$

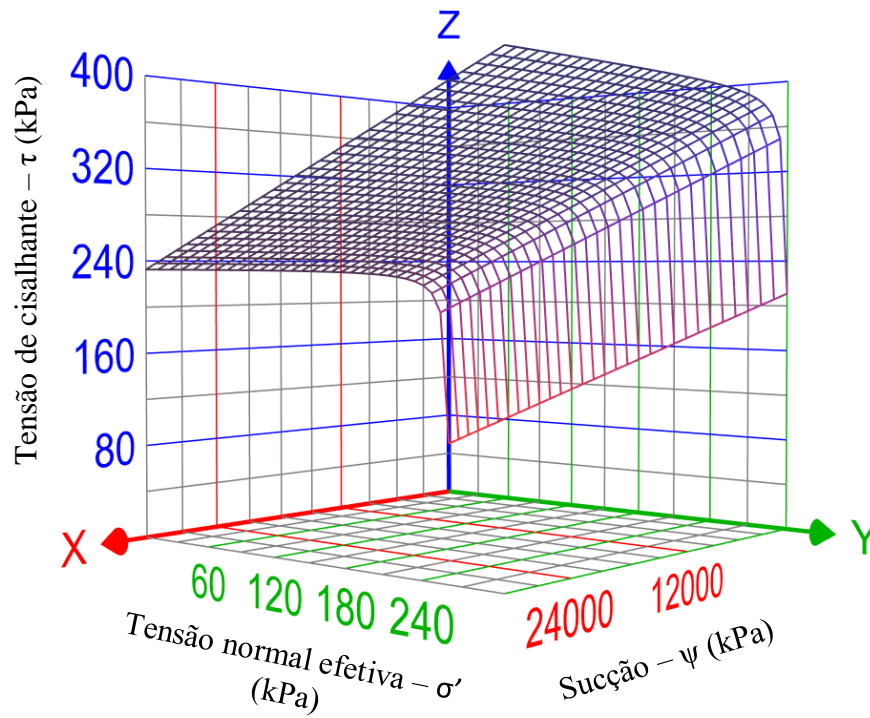
$$\tau = 29,2 + (\sigma' - u_a) \cdot \text{tg } 35,2^\circ + \frac{\psi_m}{1,417437 + 0,005342 \cdot \psi_m} \quad (4.3)$$

Figura 4.24 – Superfície de cisalhamento da faixa de sucção de interesse – Ramo Seco



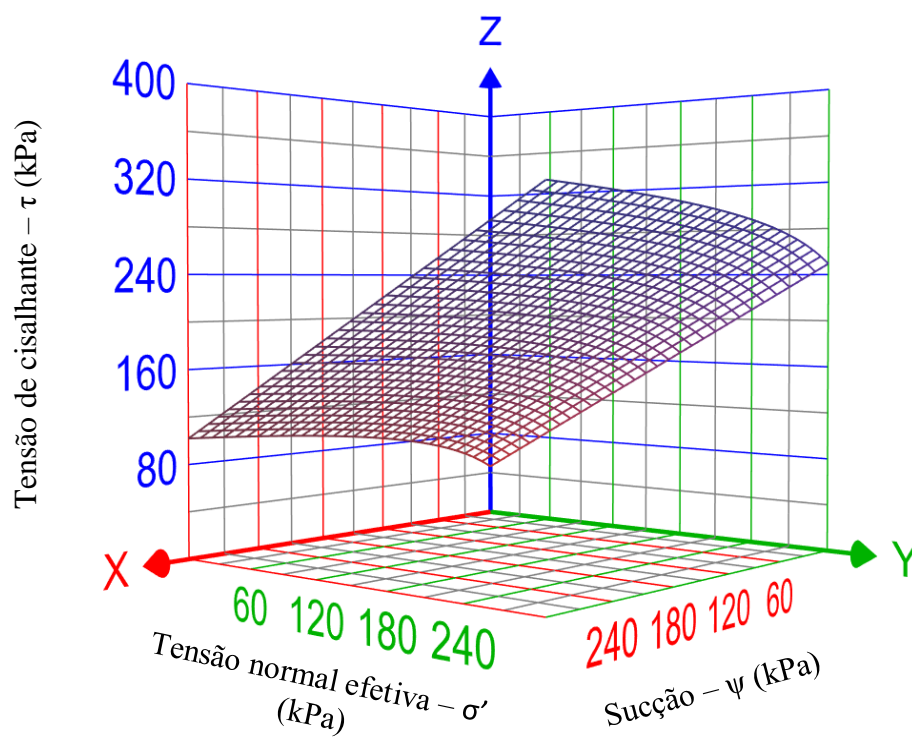
Fonte: o autor (2022)

Figura 4.25 - Superfície de cisalhamento da faixa total de sucção – Ramo Seco



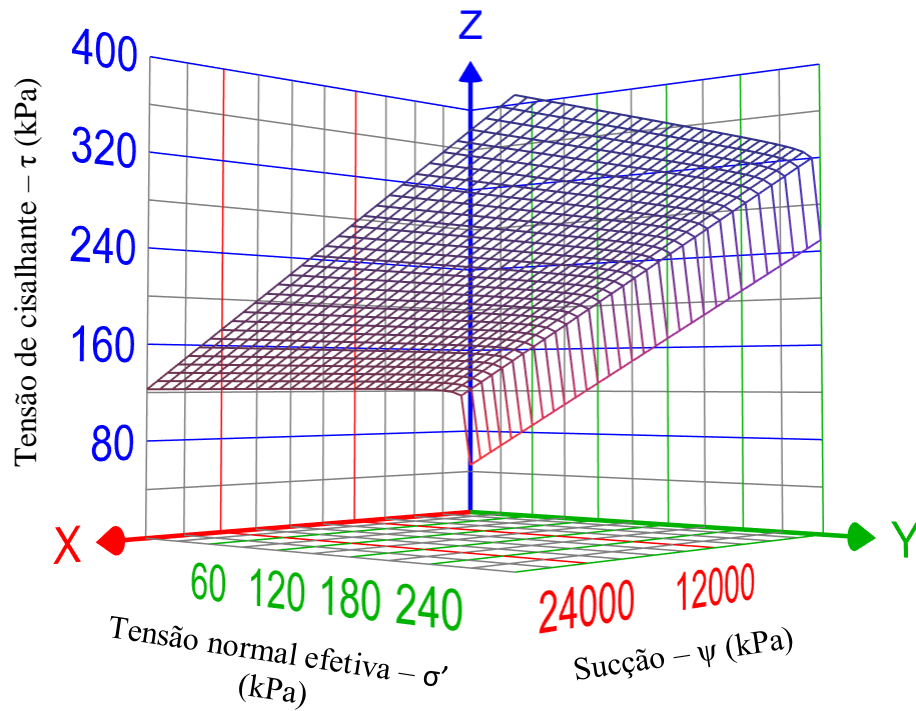
Fonte: o autor (2022)

Figura 4.26 - Superfície de cisalhamento da faixa de sucção de interesse – Umidade ótima



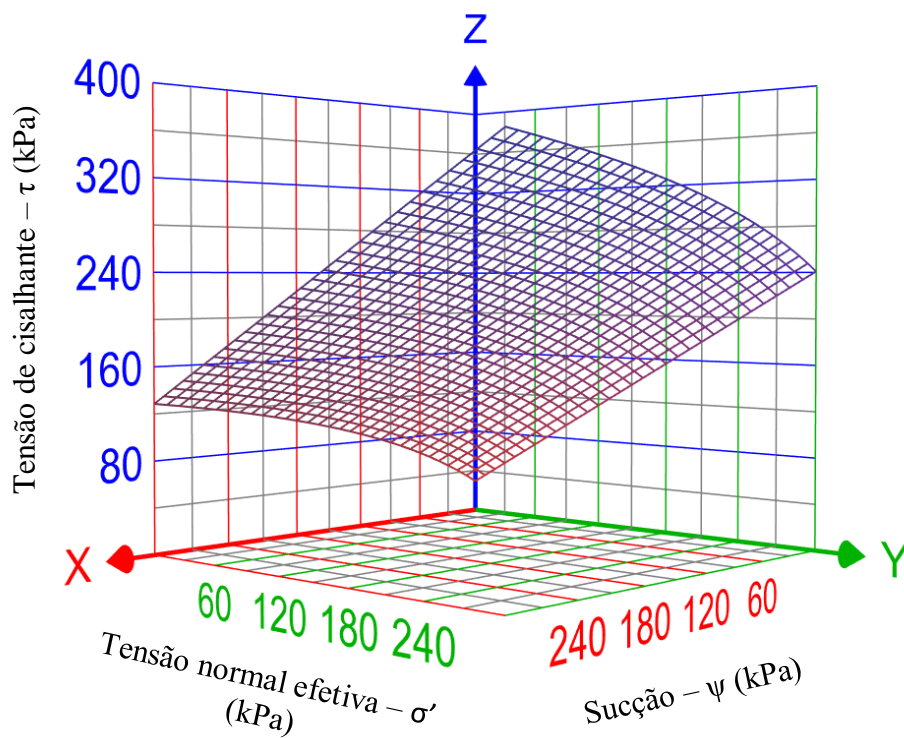
Fonte: o autor (2022)

Figura 4.27 - Superfície de cisalhamento da faixa total de sucção – Umidade ótima



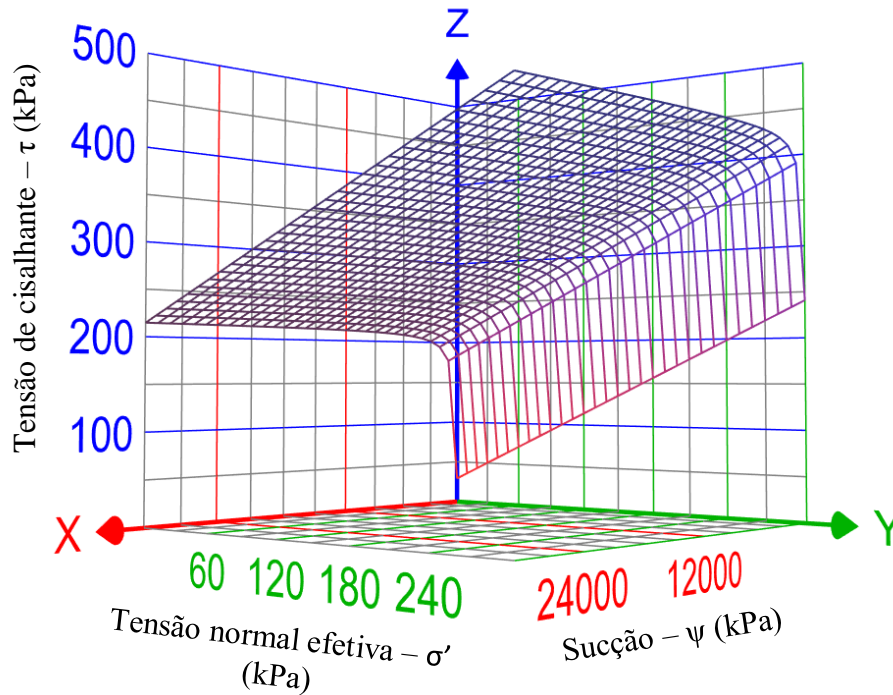
Fonte: o autor (2022)

Figura 4.28 - Superfície de cisalhamento da faixa de sucção de interesse – Ramo úmido



Fonte: o autor (2022)

Figura 4.29 - Superfície de cisalhamento da faixa total de sucção –Ramo úmido



Fonte: o autor (2022)

Ao realizar o ajuste de Vilar (2006) utilizando a sucção de 300 kPa ao invés da sucção residual de 30000 kPa, obteve-se as seguintes contribuições do intercepto de coesão em função da sucção:

Tabela 4.17 - Ajuste pelo modelo de Vilar (2006) considerando uma sucção intermediária de 300 kPa

| CONDIÇÃO DE MOLDAGEM | ψ_m | $\text{tg } \phi'$ | c' | c_m | a | b | c |
|----------------------|----------|--------------------|------|--------|----------|----------|--|
| RAMO SECO | 300 | 0,5357 | 50,1 | 72,979 | 1,866716 | 0,037472 | $c = 50,1 + \frac{\psi_m}{1,866716+0,037472.\psi_m}$ |
| UMIDADE ÓTIMA | 300 | 0,6768 | 46,3 | 120,59 | 1,477541 | 0,008542 | $c = 46,3 + \frac{\psi_m}{1,477541+0,008542.\psi_m}$ |
| RAMO ÚMIDO | 300 | 0,7055 | 29,2 | 125,55 | 1,417434 | 0,005649 | $c = 29,2 + \frac{\psi_m}{1,417437+0,005649.\psi_m}$ |

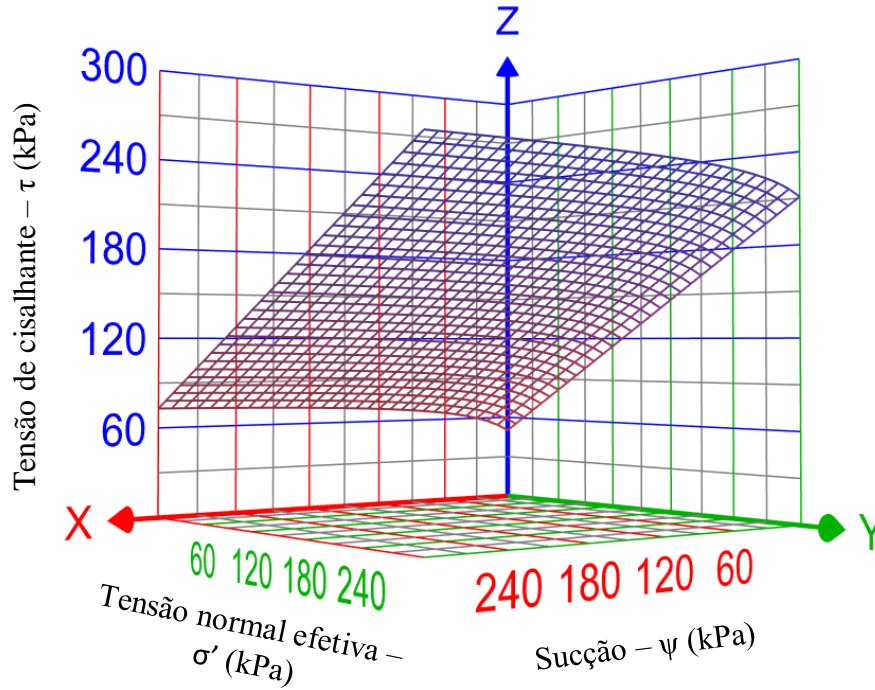
As equações obtidas para plotar as superfícies de ruptura são apresentadas a seguir pelas equações 4.4, 4.5 e 4.6.

$$\tau = 50,1 + (\sigma' - u_a) \cdot \text{tg } 28,2^\circ + \frac{\psi_m}{1,866716+0,037472.\psi_m} \quad (4.4)$$

$$\tau = 46,3 + (\sigma' - u_a) \cdot \text{tg } 34,1^\circ + \frac{\psi_m}{1,477541+0,008542.\psi_m} \quad (4.5)$$

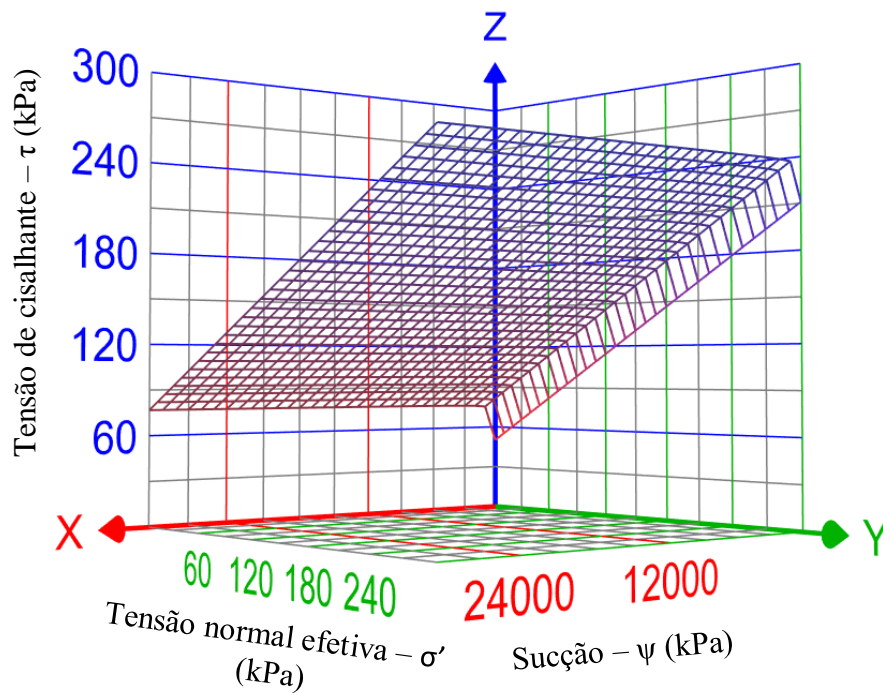
$$\tau = 29,2 + (\sigma' - u_a) \cdot \text{tg } 35,2^\circ + \frac{\psi_m}{1,417437 + 0,005649 \cdot \psi_m} \quad (4.6)$$

Figura 4.30 - Superfície de cisalhamento da faixa de sucção de interesse – Ramo Seco



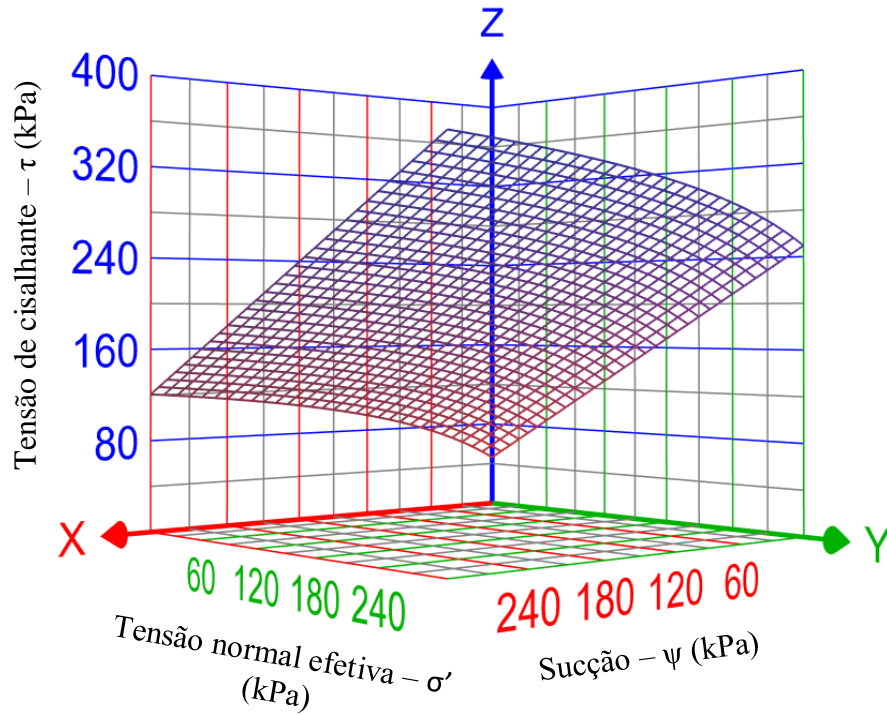
Fonte: o autor (2022)

Figura 4.31 - Superfície de cisalhamento da faixa total de sucção – Ramo Seco



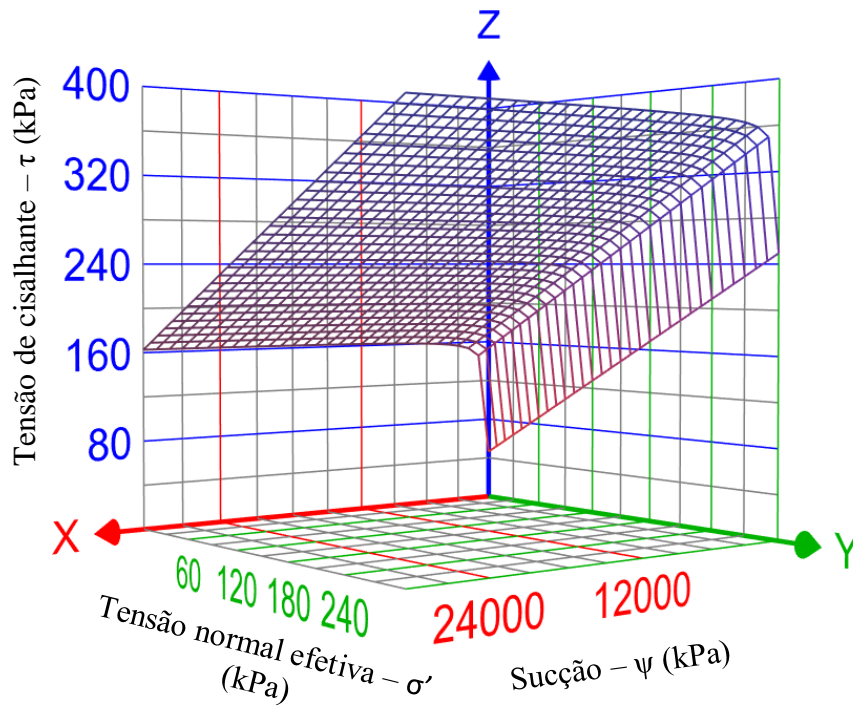
Fonte: o autor (2022)

Figura 4.32 - Superfície de cisalhamento da faixa de sucção de interesse – Umidade ótima



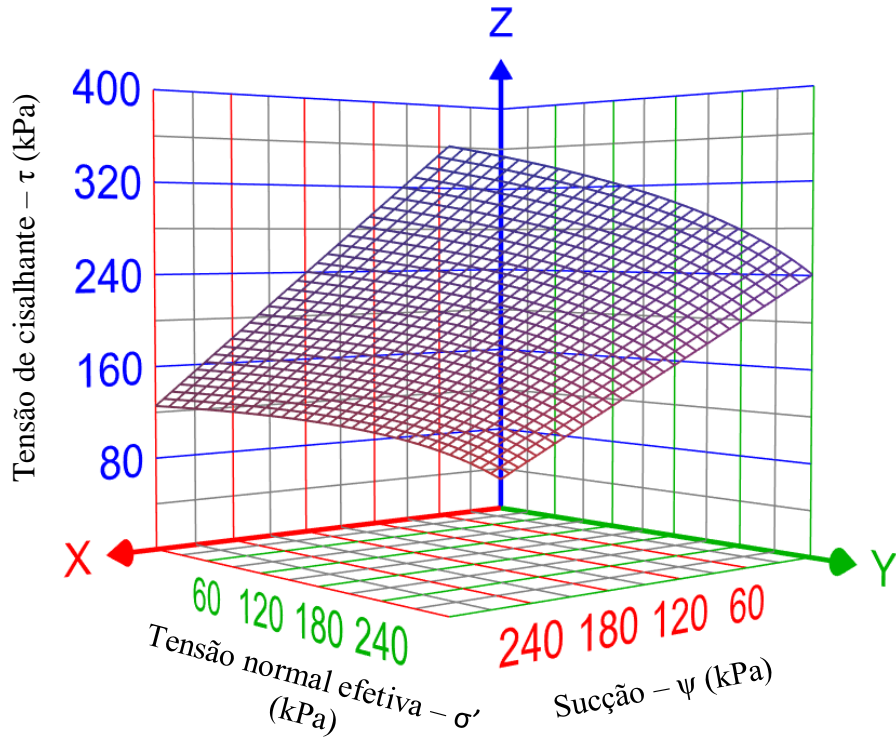
Fonte: o autor (2022)

Figura 4.33 - Superfície de cisalhamento da faixa total de sucção – Umidade ótima



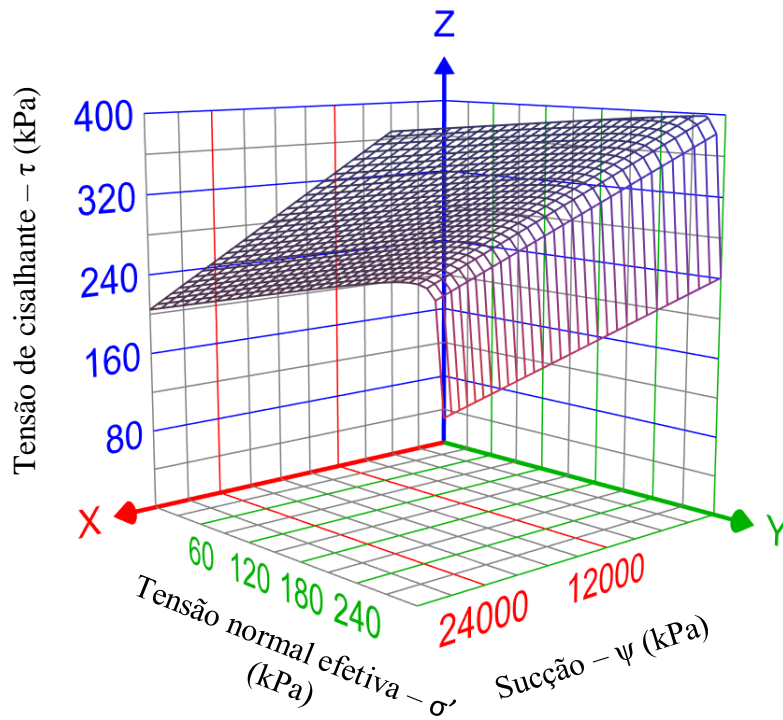
Fonte: o autor (2022)

Figura 4.34 - Superfície de cisalhamento da faixa de sucção de interesse – Ramo úmido



Fonte: o autor (2022)

Figura 4.35 - Superfície de cisalhamento da faixa total de sucção – Ramo úmido



Fonte: o autor (2022)

5 CONCLUSÕES

O estudo realizado avaliou o comportamento da resistência ao cisalhamento saturada e não saturada de um solo argiloso tropical residual evoluído de basalto na cidade de Maringá-PR. Por meio de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, foi possível obter as envoltórias de resistência para o solo estudado sob diferentes níveis de sucção, para diferentes condições de moldagem, obtendo-se assim os parâmetros de resistência do solo – intercepto de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito interno efetivo (ϕ').

Para os ensaios triaxiais saturados, foi observado que os corpos de prova ensaiados não apresentaram tensão de pico, sendo recomendado assim a utilização de um critério de ruptura baseado em uma deformação limitante, conforme orientam as normas ASTM D7181:2020 e BS 1377-8:1990. Foi adotado uma deformação axial de 10% como limitante. Todavia, o critério de tensão máxima desviatória também foi aplicado, para tornar possível a comparação com os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto saturados. Em relação à variação de volume, observa-se que a maioria dos corpos de prova ensaiados apresentaram uma redução de volume. Contudo, os corpos de prova moldados na umidade ótima, submetidos à tensão confinante efetiva de 50 kPa e 100 kPa, apresentaram um aumento de volume durante a etapa de cisalhamento. Comportamento este não verificado para a tensão confinante efetiva de 200 kPa, provavelmente devido à confinante efetiva ser maior.

A partir das envoltórias de resistência obtidas pelo critério de máxima tensão de cisalhamento, nota-se que a coesão diminuiu e o ângulo de atrito interno aumentou com o aumento do teor de umidade de compactação. Ao adotar o critério de ruptura de tensão desviatória referente a 10% de deformação axial, verificou-se que o comportamento do intercepto de coesão e do ângulo de atrito se mantém, diminuindo e aumentando, respectivamente, com o aumento do teor da umidade. Por outro lado, ao comparar as envoltórias obtidas pelos dois critérios de ruptura, observa-se que os parâmetros de resistência obtidos ao adotar o critério de tensão referente à deformação de 10% são mais conservadores, uma vez que para este critério, o solo apresenta parâmetros de resistência menores.

Já para os ensaios de cisalhamento direto, os corpos de prova apresentaram tensão de cisalhamento de pico para todas as condições de moldagem, sendo recomendado a utilização do critério de ruptura de tensão de cisalhamento máxima. Contudo, o critério de ruptura de tensão de cisalhamento referente a um deslocamento horizontal relativo de 10% foi considerado para os ensaios saturados, para tornar possível a comparação com os resultados obtidos nos ensaios triaxiais. Em relação aos deslocamentos dos corpos de prova, é possível notar que

quando o solo se encontra saturado, isto é, quando a sucção é nula, a tendência é ocorrer uma redução do volume do corpo de prova durante o cisalhamento.

Ao analisar as envoltórias de resistência obtidas nos ensaios de cisalhamento direto saturado, também é possível observar que o intercepto coesão diminuiu significativamente e que o ângulo de atrito interno aumentou com o aumento do teor de umidade de compactação, para os dois critérios de ruptura adotados.

Comparando os parâmetros de resistência saturados obtidos para os ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, pode-se observar que, ao ensaiar solos na mesma condição, os ensaios de cisalhamento direto fornecem parâmetros de resistência maiores comparados com os obtidos nos ensaios triaxiais. Portanto, conclui-se que o ensaio triaxial fornece resultados mais conservadores do que o ensaio de cisalhamento direto. Por outra perspectiva, ao comparar os resultados obtidos para os corpos de prova compactados no ramo seco e no ramo úmido, percebe-se que os parâmetros de resistência obtidos são bem diferentes, indicando uma possível influência da estrutura do solo, uma vez que ambos foram compactados com aproximadamente a mesma massa específica aparente seca, e conseqüentemente, com índices de vazios e porosidade muito próximas.

Analisando os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto não saturado, foi possível observar que os parâmetros de resistência aumentaram expressivamente com o aumento da sucção. Em relação aos deslocamentos dos corpos de prova não saturados, isto é, para as sucções de 300 kPa e 30000 kPa, nota-se uma tendência de aumento de volume do corpo de prova durante a etapa de cisalhamento.

Ao analisar as envoltórias de resistências não saturadas obtidas pelo critério de máxima tensão de cisalhamento, foi possível observar que os parâmetros de resistência aumentaram expressivamente com o aumento da sucção. Foi observado também que, para a sucção nula, o intercepto de coesão referente ao ramo seco é a maior e ao ramo úmido é a menor. Contudo, com o aumento da sucção, o comportamento muda completamente, passando o ramo seco a apresentar o menor valor para o intercepto de coesão e o ramo úmido o maior valor. O mesmo acontece para o ângulo de atrito interno. Embora os corpos de prova tenham sido moldados em uma mesma massa específica aparente seca ($w_{ót} \pm 2\%$) e apresentarem, conseqüentemente, o mesmo índice de vazios e porosidade, o comportamento dos parâmetros de resistência foi completamente diferente para as duas condições de moldagem, evidenciando a influência da estrutura na resistência ao cisalhamento.

A partir das inclinações das curvas de contribuição da coesão em função da sucção, foi possível determinar os valores de ϕ^b para cada condição de compactação, obtendo-se os valores

de ϕ^b até o primeiro valor de entrada de ar (VEA_1), equivalentes a $24,5^\circ$, $29,6^\circ$ e $42,2^\circ$, para o ramo seco, umidade ótima e ramo úmido, respectivamente. Além disso, pode-se observar que o valor de ϕ^b diminui de forma expressiva para valores de sucção maiores do que o VEA_1 , apresentando um comportamento constante à medida que aumenta a sucção matricial estimada. Esse comportamento está de acordo com os resultados obtidos por diversos pesquisadores (Gan, 1986; Escario e Sáez, 1986; Fredlund et al. 1987; Gan, Fredlund e Rahardjo, 1988; Marinho et al., 2013; Oliveira e Marinho (2015); Patil et al. 2017). As funções que melhor descrevem o comportamento de ϕ^b em função da sucção matricial estimada também foram determinadas.

A partir das envoltórias de resistência obtidas, foi possível determinar a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento utilizando o modelo de Vilar (2006), constituído por uma equação hiperbólica. Para realizar o ajuste, foi utilizado os dados obtidos pelos critérios de ruptura. Com base nas equações de resistência ao cisalhamento não saturada, plotou-se as superfícies de ruptura para cada nível de sucção e condição de moldagem.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARIFIN, Y. F.; SCHANZ, T. **Osmotic suction of highly plastic clays**. *Acta Geotechnica*, v. 4, n. 3, p. 177–191, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7182: Solo - Ensaio de compactação**, 2016.

ASTM. **ASTM D7181 Standard test method for consolidated drained triaxial compression test for soils**. *ASTM Standard Guide*, p. 1–12, 2020.

BRITISH STANDARD. **BS 1377-8. Methods of test for Soils for civil engineering purposes - Part 8: Shear strength testes (effective stress)**, 1990.

BURGER, C. A.; SHACKELFORD, C. D. **Evaluating dual porosity of pelletized diatomaceous earth using bimodal soil-water characteristic curve functions**. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 38, n. 1, p. 53–66, 2001.

CALLE, I. F. O. **Comportamento hidromecânico de um solos tropical compactado**. [s.l.] Universidade de Brasília, 2013.

CARDOSO, R. et al. **Hydro-mechanical behavior of a clayey soil compacted on the dry and wet side of optimum**. In: VII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2011, Pirenópolis-GO / Goiânia: Kelps, 2011. V1, p.105-112

CASO, J. E. M. **Características de Resistência Não Saturada de um Solo Coluvionar e um Solo Saprolítico de Tinguá , RJ**. [s.l: s.n.].

CHAI, J.; KHAIMOOK, P. **Prediction of soil-water characteristic curves using basic soil properties**. *Transportation Geotechnics*, v. 22, n. June 2019, p. 100295, 2020.

COKCA, E.; EROL, O.; ARMANGIL, F. **Effects of compaction moisture content on the shear strength of an unsaturated clay**. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 22, n. 2, p. 285–297, 2004.

COUTINHO, R. Q.; SILVA, M. M.; LAFAYETE, K. **Geotechnical characterization of two unsaturated mature granite residual soils from Pernambuco , Brazil**. *Proceedings of Pan-Am CGS geo- technical conference, Toronto, Canada. Anais...2011*

CRONEY, D.; COLEMAN, J. D.; BLACK, W. P. M. **Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance**. *Water and Its Conduction in Soils, Highway Res Board, Special Report, Washington, DC, n. 40, p. 226–252, 1958*.

DE OLIVEIRA, O. M. et al. **Mechanical Behaviour of a Compacted Residual Soil of Gneiss from Brazil under Constant Water Content Condition**. *Indian Geotechnical Journal*, v. 46, n. 3, p. 299–308, 2016.

DURNER, W. **Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure**. Water Resources Research, v. 30, n. 2, p. 211–223, 1994.

ELGABU, H. M. **Critical evaluation of some suction measurement techniques**. [s.l: s.n.].

ESTABRAGH, A. R.; PARSAEI, B.; JAVADI, A. A. **Laboratory investigation of the effect of cyclic wetting and drying on the behaviour of an expansive soil**. Soils and Foundations, v. 55, n. 2, p. 304–314, 2015.

FAGUNDES, L. S.; RODRIGUES, R. A. **Shear strength of a natural and compacted tropical soil**. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, v. 20, n. 1, p. 47–58, 2015.

FARIAS, W.M. et al. **Influência da compactação nos micro e mesoporos nanoestruturados e na área superficial específica de um solo laterítico**. In: VII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2011, Pirenópolis-GO / Goiânia: Kelps, 2011. V1, p.169-175

FERNANDES, J. B. **Resistência e deformabilidade de um solo não saturado a partir de ensaios triaxiais**. [s.l.] Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, 2016.

FEUERHARMEL, C. **Condutividade Hidráulica De Solos Coluvionares Não Saturados Da Formação Serra Geral**. [s.l: s.n.].

FREDLUND, D. G. et al. **The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve**. Canadian Geotechnical Journal, v. 33, n. 3, p. 440–448, 1996.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2012.

FREITAS NETO, O. **Resistência ao cisalhamento de um solo não saturado com medida direta de sucção**. [s.l.] EESC/USP, 2008.

FUTAI, M. M. **Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Solos Tropicais Não-Saturados: Aplicação a Um Caso de Voçoramento**. [s.l: s.n.].

GAN, J. K. M.; FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test**. Canadian Geotechnical Journal, v. 25, n. 3, p. 500–510, 1988.

GARVEN, E. A.; VANAPALLI, S. K. **Evaluation of Empirical Procedures for Predicting the Shear Strength of Unsaturated Soils**. Unsaturated Soils 2006. Anais...Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 17 mar. 2006Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/40802%28189%29219>>

GEORGETTI, G. B. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW)**. [s.l.] EESC/USP, 2010.

GERSCOVICH, D. **Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados**. [s.l.] FEUERJ, 2007.

GERSCOVICH, D. M. S. **Notas de aula: Resistência ao Cisalhamento**. p. 102, 2010.

GITIRANA JR., G. F. N.; FREDLUND, D. G. **Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 130, n. 2, p. 209–212, fev. 2004.

GODOY, H. DE. **Identificação e Classificação Geotécnica de Latossolos do Estado de São Paulo pelo Método das Pastilhas MCT**. p. 144, 1997.

GOH, S. G.; RAHARDJO, H.; LEONG, E. C. **Shear Strength of Unsaturated Soils under Multiple Drying-Wetting Cycles**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 140, n. 2, p. 06013001, fev. 2014.

GUTIERREZ, N. H. M. **Influências de aspectos estruturais no colapso de solos no norte do Paraná**. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, p.311, 2005.

HAN, Z.; VANAPALLI, S. K. **Stiffness and shear strength of unsaturated soils in relation to soil-water characteristic curve**. Geotechnique, v. 66, n. 8, p. 627–647, 2016.

HAO, Y. Z. et al. **Experimental Study on the Saturated Compacted Loess Permeability under K 0 Consolidation**. Advances in Civil Engineering, v. 2020, 2020.

HEIDEMANN, M. et al. **Influence of structure in the soil-water characteristic curves of two residual soils of granite**. E3S Web of Conferences, v. 9, p. 1–6, 2016.

HUZHU, Z. et al. **Investigation of the effect of water content and degree of compaction on the shear strength of clay soil material**. Functional Materials, v. 24, n. 2, p. 290–297, 2017.

KHALILI, N.; KHABBAZ, M. H. **A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils**. Géotechnique, v. 48, p. 681–687, 1998.

KRAHN, J.; FREDLUND, D. G. **On total, matric and osmotic suction** Soil Science, 1971.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.

LEONG, E. C.; ABUEL-NAGA, H. **Contribution of osmotic suction to shear strength of unsaturated high plasticity silty soil**. Geomechanics for Energy and the Environment, v. 15, p. 65–73, 2018.

LI, X.; LI, J. H.; ZHANG, L. M. **Predicting bimodal soil-water characteristic curves and permeability functions using physically based parameters**. Computers and Geotechnics, v. 57, p. 85–96, 2014.

LIBARDI, P. L. **Retenção da água no solo**. Disponível em:
<http://www.esalq.usp.br/departamentos/leb/aulas/lce200/Agua_no_Solo_2016_simulado.pdf>. Acesso em: 10 nov. 2019.

LU, N.; LIKOS, W. J. **Unsaturated Soil Mechanics**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2004.

v. 1

MALLANTS, D. et al. **Evaluation of multimodal hydraulic functions in characterizing a heterogeneous field soil.** Journal of Hydrology, v. 195, n. 1–4, p. 172–199, 1997.

MAQSOU, A. et al. **Predicting Hysteresis of the Water Retention Curve from Basic Properties of Granular Soils.** Geotechnical and Geological Engineering, v. 30, n. 5, p. 1147–1159, 2012.

MARINHO, F. A. M. **Os Solos Não Saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados.** São Paulo: USP, 2005.

MARINHO, F. A. M. et al. **Shear strength behavior of compacted unsaturated residual soil.** International Journal of Geotechnical Engineering, v. 7, n. 1, p. 1–9, 2013.

MARINHO, F. A. M.; STUERMER, M. M. **The Influence of the Compaction Energy on the SWCC of a Residual Soil.** Advances in Unsaturated Geotechnics. Anais...Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 24 jul. 2000. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/40510%28287%298>>

MOLINA JUNIOR, W. F. **Comportamento mecânico do solo em operações agrícolas.** [s.l.] Universidade de São Paulo. Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, 2017. v. 53

OLIVEIRA, A. **Resistência e compressibilidade de solo argiloso tropical residual evoluído de basalto.** [s.l.] Universidade Estadual de Maringá, 2019a.

OLIVEIRA, A. D. **Estabilidade de talude de solo arenoso laterítico não saturado na condição indeformada e compactada.** [s.l.] Universidade Estadual de Londrina, 2019b.

OLIVEIRA, O. M. DE. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado.** [s.l: s.n.].

OTALVARO, I. F. et al. **Relationship between soil structure and water retention properties in a residual compacted soil.** Engineering Geology, v. 205, p. 73–80, 2016.

PASHA, A. Y.; KHOSHGHALB, A.; KHALILI, N. **Hysteretic model for the evolution of water retention curve with void ratio.** Journal of Engineering Mechanics, v. 143, n. 7, p. 1–16, 2017.

PATIL, U. D., et al.. **Modeling critical-state shear strength behavior of compacted silty sand via suction-controlled triaxial testing.** Engineering Geology, v. 231, p. 21–33, 2017.

PECAPEDRA, L. L. **Estudo da Resistência ao Cisalhamento não Saturada de Solos Residuais de Granito e Diabásio de Florianópolis/SC.** [s.l: s.n.].

PECAPEDRA, L. L.; OLIVEIRA, O. M. DE. **Aplicação do modelo proposto por Khalili e Khabbaz (1998) na previsão da resistência ao cisalhamento em função da sucção de solos tropicais do Brasil.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Anais...Editora Poisson, 2016. Disponível em: <<http://www.poisson.com.br/livros/engenharia/volume8/ESEC8.pdf>>

PEREIRA, Á. **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: análise experimental e teórica.** [s.l.] Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2006.

PINTO, C. DE S. **Curso Básico Mecânica dos Solos em 16 Aulas .pdf.** 3 edição ed. São Paulo: [s.n.].

QUEIROZ, A. C. G. **Estudo do comportamento microestrutural de solos tropicais compactados.** [s.l.] Universidade de Brasília, 9 mar. 2015.

RAHARDJO, H. et al. **Numerical analyses and monitoring performance of residual soil slopes.** *Soils and Foundations*, v. 51, n. 3, p. 471–482, 2011.

RAHARDJO, H. et al. **Comparison of Soil–Water Characteristic Curves from Conventional Testing and Combination of Small-Scale Centrifuge and Dew Point Methods.** *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 37, n. 2, p. 659–672, 2019.

RAHMAN, A. S. A. et al. **Shear strength behaviour of different energy in compaction using consolidated drained triaxial test.** *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, v. 513, n. 1, p. 0–7, 2019.

ROSONE, M.; AIRÒ FARULLA, C.; FERRARI, A. **Shear strength of a compacted scaly clay in variable saturation conditions.** *Acta Geotechnica*, v. 11, n. 1, p. 37–50, 2016.

SAAB, A. L. **Influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade de um solo não saturado.** [s.l.] Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, 2016.

SATYANAGA, A. et al. **Water characteristic curve of soil with bimodal grain-size distribution.** *Computers and Geotechnics*, v. 48, p. 51–61, 2013.

SATYANAGA, A.; RAHARDJO, H. **Unsaturated shear strength of soil with bimodal soil-water characteristic curve.** *Geotechnique*, v. 69, n. 9, p. 828–832, 2019.

SHEIN, E. V; MADY, A. Y. **Hysteresis of the Water Retention Curve : Wetting Branch Simulation Based on the Drying Curve.** *Soil Physics*, v. 73, n. 3, p. 124–128, 2018.

SREEDEEP, S.; SINGH, D. N. **Methodology for determination of osmotic suction of soils.** *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 24, n. 5, p. 1469–1479, 2006.

THYAGARAJ, T.; SALINI, U. **Effect of pore fluid osmotic suction on matric and total suctions of compacted clay.** *Geotechnique*, v. 65, n. 11, p. 952–960, 2015.

TOLL, D. G. **The Influence of Fabric on the Shear Behaviour of Unsaturated Compacted Soils.** *Advances in Unsaturated Geotechnics.* Anais...Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 24 jul. 2000Disponível em:
<<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/40510%28287%2915>>

VANAPALLI, S. K. et al. **Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction.** *Canadian Geotechnical Journal*, v. 33, n. 3, p. 379–392, 1996.

VANAPALLI, S. K. **Shear strength of unsaturated soils and its applications in geotechnical engineering practice.** *Unsaturated Soils: Theoretical and Numerical Advances in Unsaturated Soil Mechanics - Proceedings of the 4th Asia Pacific Conference on Unsaturated Soils*, n. December, p. 579–598, 2010.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. **The relationship between the soil-water characteristic curve and the unsaturated shear strength of a compacted glacial till.** *Geotechnical Testing Journal*, v. 19, n. 3, p. 259–268, 1996.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. **Influence of soil structure and stress history on the soil–water characteristics of a compacted till.** *Géotechnique*, v. 51, n. 6, p. 573–576, 2001.

VILAR, O. M. **A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soils.** *Canadian Geotechnical Journal*, 2006.

VILLIBOR, D. F. et al. **Pavimentos de Baixo Custo Para Vias Urbanas.** [s.l: s.n.].

WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. **Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 2: Shearing and constitutive modelling.** *Geotechnique*, v. 50, n. 4, p. 369–376, 2000.

WIJAYA, M.; LEONG, E. C. **Equation for unimodal and bimodal soil-water characteristic curves.** *Soils and Foundations*, v. 56, n. 2, p. 291–300, 2016.

WILSON, G. V.; JARDINE, P. M.; GWO, J. P. **Modeling the Hydraulic Properties of a Multiregion Soil.** *Soil Science Society of America Journal*, v. 56, n. 6, p. 1731–1737, 1992.

YUSOFF, S. A. N. M. et al. **The effects of different compaction energy on geotechnical properties of kaolin and laterite.** *AIP Conference Proceedings*, v. 1875, n. August, 2017.

ZHANG, L.; CHEN, Q. **Predicting bimodal soil-water characteristic curves.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 131, n. 5, p. 666–670, 2005.

ZHANG, Y. et al. **A new soil-water characteristic curve model for unsaturated loess based on wetting-induced pore deformation.** *Geofluids*, v. 2019, 2019.

ZHONG, X.; WANG, Q.; LIU, Z. **Influence of Stress on Soil-water Characteristic Curve of Intact Loess.** *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, v. 452, n. 3, 2018.

ZOU, L.; LEONG, E. C. **Soils with Bimodal Soil-Water Characteristic Curve.** *Geotechnical Special Publication*, v. 2017-Novem, n. GSP 301, p. 48–57, 2018.

ANEXOS

Anexo A – Ajuste de equação de curva de retenção de água no solo proposto por Gitirana J. e Fredlund (2004)

Segundo Gitirana Jr. e Fredlund (2004), as equações são baseadas em uma equação geral hiperbólica (Equação 2.5), no sistema de coordenadas $\log(\psi) \times S_r$. Os parâmetros de ajuste da equação são definidos nos pontos de coordenadas nos quais as assíntotas hiperbólicas se encontram. As Equações 2.6 a 2.10 são equações auxiliares voltadas para a determinação do grau de saturação, sendo considerado $i = 1, 2, 3$ e 4 ; $\lambda_0 = 0$; $j = 1, 2$ e 3 .

$$S = \frac{S_{r1} - S_{r2}}{1 + \left(\psi / \sqrt{\psi_{b1}\psi_{res1}}\right)^{d_1}} + \frac{S_{r2} - S_{r3}}{1 + \left(\psi / \sqrt{\psi_{res1}\psi_{b2}}\right)^{d_2}} + \frac{S_{r3} - S_{r4}}{1 + \left(\psi / \sqrt{\psi_{b2}\psi_{res2}}\right)^{d_3}} + S_{r4} \quad (2.5)$$

$$S_{ri} = \frac{\tan \beta_i (1 + r_i^2) \ln \left(\frac{\psi}{\psi_i^a} \right)}{(1 - r_i^2 \tan^2 \beta_i)} + (-1) \left[\frac{(1 + \tan^2 \beta_i)}{(1 - r_i^2 \tan^2 \beta_i)} \sqrt{r_i^2 \ln^2 \left(\frac{\psi}{\psi_i^a} \right) + \frac{a^2 (1 - r_i^2 \tan^2 \beta_i)}{(1 + \tan^2 \beta_i)}} \right] + S_{ri}^a \quad (2.6)$$

$$\beta_i = -\frac{\lambda_{i-1} + \lambda_i}{2} \quad (2.7)$$

$$r_i = \tan \left[\frac{\lambda_{i-1} + \lambda_i}{2} \right] \quad (2.8)$$

$$\lambda_i = \arctan \left\{ \frac{(S_{ri}^a - S_{r_{i+1}}^a)}{\left[\ln \left(\frac{\psi_{i+1}^a}{\psi_i^a} \right) \right]} \right\} \quad (2.9)$$

Em que:

$$Sr_1^a = 1; \quad Sr_2^a = Sr_{res1}; \quad Sr_3^a = Sr_b; \quad Sr_4^a = Sr_{res2}; \quad Sr_5^a = 0$$

$$\psi_1^a = \psi_{b1}; \quad \psi_2^a = \psi_{res1}; \quad \psi_3^a = \psi_{b2}; \quad \psi_4^a = \psi_{res2}; \quad \psi_5^a = 10^6$$

$$d_j = 2 \exp \left[\frac{1}{\ln \left(\frac{\psi_{j+1}^a}{\psi_j^a} \right)} \right] \quad (2.10)$$